

CARACTERIZAÇÃO DA FRAGILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

SUSANA FILOMENA MORGADO FERNANDES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Xavier das Neves Romão

Coorientador: Professor Doutor Mário António Lage Alves Marques

JULHO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

*A mente que se abre a uma nova ideia
jamais voltará ao seu tamanho original.*

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

A elaboração e exposição desta monografia constituiu a finalização de uma caminhada deveras enriquecedora, quer a nível de conhecimento científico, quer ao nível de crescimento pessoal e emocional. Esta dissertação marca igualmente o início de novas etapas.

Em primeiro lugar quero mostrar o meu profundo agradecimento e admiração pelos responsáveis da orientação deste trabalho que fizeram com que as expectativas que possuía fossem largamente ultrapassadas e tendo instalado a profunda adoração e respeito pela investigação na área da engenharia sísmica. Ao Professor Doutor Xavier Romão que me acolheu neste projeto desde o início com grande entusiasmo e motivação, dedicando sempre toda a disponibilidade do seu vasto conhecimento e ambição. Ao Professor Doutor Mário Marques pelo talento demonstrado nos ensinamentos que sempre quis transmitir e por ter sido uma grande referência a nível pessoal e profissional. Pelas inúmeras horas disponibilizadas em conversas de verdadeiro enriquecimento científico, pela sua dedicação, motivação e ambição em todas as etapas, demonstrando sempre um grande interesse em ensinar com rigor e estender os seus conhecimentos.

Aos meus Pais agradeço tudo aquilo que sempre foram como seres humanos que admiro e respeito acima de tudo. Uma enorme gratidão a tudo o que me possibilitaram, ensinaram e ainda continuam a possibilitar e ensinar. Ao seu amor incondicional, ao prazer das suas companhias em todas e qualquer situação. A vocês devo tudo o que sou e se o universo vos desse ainda assim não seria suficiente.

À minha irmã, aos meus avós paternos e maternos que sei que me acompanharam e continuam a acompanhar em todos os passos de qualquer caminhada.

Aos meus eternos companheiros e melhores amigos Filipa Pereira e Fábio Mendonça que sempre acreditaram em mim e me apoiam em qualquer situação de forma incondicional. Todos os momentos passados convosco são únicos e inesquecíveis. Vocês também são a minha família.

Às minhas amigas de infância Maria João Correia, Mariana Dias e Sara Leite que independentemente da distância nunca deixam de estar perto do meu coração e contribuíram em muito para a minha construção.

Aos meus colegas e amigos do Isep e da Feup que percorreram comigo toda esta caminhada.

O sincero e eterno agradecimento a todos os que estiveram comigo nesta jornada.

RESUMO

O presente trabalho de dissertação destina-se a avaliar o comportamento, o risco e as perdas económicas de uma estrutura de betão armado situada em Lisboa e sujeita à ação sísmica. O tipo de análise utilizada para avaliar o desempenho da estrutura considerada foi a análise dinâmica incremental (IDA), com a adoção de dez sismos artificiais e dez sismos reais. Os principais objetivos deste estudo visam a caracterização da fragilidade de edifícios à luz da consideração de diferentes critérios de avaliação, tanto locais como globais, através de uma norma europeia (EC8-1 e 3) e uma norma americana (ASCE 41-06). Assim, pelo EC8, os critérios locais considerados foram o esforço transversal nos pilares, esforço transversal nas vigas e a rotação da corda nestes elementos. Pela norma do ASCE, o critério considerado foi o *drift* que corresponde a um critério global. Considerou-se ainda outro critério global que não se encontra acautelado nas normas utilizadas que corresponde ao critério de formação de um mecanismo global.

Através da caracterização da fragilidade de edifícios, foi possível determinar os diferentes tipos de danos que a estrutura apresenta. Na perspetiva da análise sísmica, a consideração de danos é inevitável, sendo definidos diferentes estados limite que se diferenciam essencialmente pelo grau de dano apresentado. Assumir que a estrutura pode ter diferentes tipos de danos, é assumir que existem diferentes custos de reparação associados a essas perdas. Assim, este estudo não se centrou apenas na resposta estrutural, mas também no desempenho económico da estrutura.

Os objetivos propostos a este estudo foram atingidos pois foi possível comparar resultados obtidos com sismos artificiais e com sismos reais, bem como resultados obtidos analisando critérios globais e locais. Adicionalmente, foi possível verificar quais os critérios mais conservadores e quais os mais permissivos, sendo ainda calculadas as perdas para a estrutura e a estimativa de custos associados à reabilitação da mesma.

De forma generalizada e entre outras ilações, verificou-se neste estudo que os sismos artificiais não possuem determinadas características que os sismos reais possuem, e que estes têm um impacto mais severo sobre o comportamento, o risco e as perdas da estrutura. Constatou-se ainda que o critério que apresenta mais impacto para a estrutura é o critério de *drift* definido pelo ASCE.

PALAVRAS-CHAVE: Sismos, IDA, fragilidade, risco, danos.

ABSTRACT

This dissertation intends to evaluate the behaviour, risk and economic loss of a reinforced concrete structure located in Lisbon and subjected to seismic action. The incremental dynamic analysis (IDA), with the adoption of ten artificial earthquakes and ten real earthquakes, was the type of analysis used to evaluate the performance of the stated structure. The main objective of this study is aimed in characterizing the fragility of the buildings taking into account different evaluation criteria, both local and global, through the European standard (EC8-1 and 3) and the American standard (ASCE 41-06). Thus, by the EC8, the local criteria considered were shear in columns, shear in beams and the chord rotation in these elements. Taking into account the ASCE standard, the criterion considered was the drift which corresponds to a global criterion. Another global criterion was considered, which is not safeguarded in any used standard that corresponds to the forming of a criterion of global mechanism.

Through the characterization of the fragility of buildings, it was possible to determine the different types of damage that presents in the structure. In the perspective of seismic analysis, the consideration of damage is inevitable, being defined different limit states which differ mainly by the degree of the damage produced. Assume that the structure may have different types of damage, is to assume that there are different repair costs associated with these losses. Consequently, this study not only focuses on structural issues, but also, in the economic performance of a structure.

The objectives for this study were achieved, so it was possible to compare results obtained with artificial earthquakes and real earthquakes as well as results of global and local criteria. Additionally, it was possible to verify which criteria are more conservative and which are more permissive, yet being calculated losses to the structure and the estimated costs associated with rehabilitation.

Generally and among other conclusions, it was verified in this study that artificial earthquakes do not have certain features that real earthquakes have, and the latter has a more severe impact on the behaviour, risk and loss for a structure. It was also noted that the criteria that gives more impact to a structure is the criterion of drift which is defined by the ASCE standard.

KEYWORDS: Earthquakes, IDA, fragility, risk, damage.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE GERAL	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE QUADROS	XVII
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS	XIX

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL E OBJETIVOS	1
1.2. ESTRUTURA DA MONOGRAFIA	3
1.3. CARACTERÍSTICAS DOS SISMOS	4
1.4. DESENVOLVIMENTO DE NORMAS E REGRAS PRÁTICAS DE DIMENSIONAMENTO SÍSMICO	6
1.4.1. EVITAR PISOS FRACOS AO NÍVEL DO PISO TÉRREO E PISOS SUPERIORES (SOFT-STOREY)	8
1.4.2. EVITAR ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO ASSIMÉTRICOS EM PLANTA	8
1.4.3. EVITAR VARIAÇÕES EXCESSIVAS DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ EM ALTURA	9
1.4.4. UTILIZAÇÃO DE DUAS PAREDES DELGADAS DE BETÃO ARMADO EM CADA DIREÇÃO PRINCIPAL	9
1.4.5. EVITAR SISTEMAS ESTRUTURAIS MISTOS	10
1.4.6. ELEMENTOS ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS	10
1.4.7. EVITAR PILARES CURTOS	10
1.4.8. JUNTAS ENTRE EDIFÍCIOS ADJACENTES	11
1.4.9. DUCTILIDADE ATRAVÉS DO DIMENSIONAMENTO POR CAPACIDADE RESISTENTE	11
1.4.10. ARMADURA TRANSVERSAL DE PILARES E PAREDES	11
1.4.11. INEXISTÊNCIA DE ABERTURAS NAS ZONAS ONDE SE FORMAM RÓTULAS PLÁSTICAS	12
1.4.12. DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES EM CAPACIDADE	12

2. CARACTERÍSTICAS DA RESPOSTA ESTRUTURAL	13
2.1. CONCEITOS DE INTERESSE: RESISTÊNCIA, RIGIDEZ E DUCTILIDADE	13
2.1.1. RESISTÊNCIA	13
2.1.2. RIGIDEZ	14
2.1.3. DUCTILIDADE	15
2.2. DANOS NOS EDIFÍCIOS	16
2.2.1. CONTROLO DE DANOS NÃO ESTRUTURAIS	16

2.2.2. CONTROLO DE DANOS ESTRUTURAIS	17
2.2.2.1. Danos em vigas	17
2.2.2.2. Danos em pilares	18
2.2.2.3. Danos nos nós de ligação Pilares/Vigas	19
2.3. PRINCÍPIOS DA NÃO LINEARIDADE DOS MATERIAIS	20
2.3.1. BETÃO	20
2.3.2. AÇO	21

3. ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL	23
3.1. BREVE INTRODUÇÃO SOBRE OS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISES	23
3.2. ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL	25
3.2.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS E OBJETIVOS	25
3.2.2. CONCEITOS EM ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL	26
3.2.3. PROCEDIMENTO RESUMO DE APLICAÇÃO DA IDA	27

4. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO	29
4.1. PROGRAMA DE CÁLCULO	29
4.2. MODELO ESTRUTURAL	29
4.2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	29
4.2.2. MATERIAIS	30
4.2.3. SECÇÕES	32
4.2.4. CLASSE DOS ELEMENTOS	33
4.2.5. LIGAÇÕES E APOIOS	35
4.2.6. MASSA DA ESTRUTURA	36
4.2.7. PERÍODO DA ESTRUTURA E AMORTECIMENTO	37
4.3. AÇÕES DINÂMICAS	39
4.3.1. SISMOS ARTIFICIAIS	39
4.3.2. SISMOS REAIS	40

5. RESULTADOS DA RESPOSTA ESTRUTURAL	43
5.1. METODOLOGIA DE ANÁLISE	43
5.1.1. INTRODUÇÃO	43
5.1.2. CRITÉRIOS SELECIONADOS E ESTADOS LIMITE DO EC8-3	44
5.1.2.1. Esforço transversal máximo	46

5.1.2.2. <i>Drift</i> máximo entre pisos.....	48
5.1.2.3. Rotação da corda	49
5.1.2.4. Mecanismo Global.....	50
5.2. RESULTADOS OBTIDOS	51
5.2.1. MECANISMOS	51
5.2.1.1. Mecanismos obtidos com os sismos artificiais.....	51
5.2.1.2. Mecanismos obtidos com os sismos reais.....	52
5.2.2. CURVAS DE CAPACIDADE (IDA)	53
5.2.2.1. Curvas de capacidade para os sismos artificiais	53
5.2.2.2. Curvas de capacidade para sismos reais	56
5.2.3. CURVAS DE FRAGILIDADE	58
5.2.3.1. Curvas de fragilidade dos sismos artificiais	59
5.2.3.2. Curvas de fragilidade dos sismos reais	64
5.2.4. COMPARAÇÃO ENTRE TODOS OS CRITÉRIOS EM <i>DRIFT</i>	69
5.2.4.1. Comparação entre todos os critérios em <i>drift</i> para sismos artificiais	69
5.2.4.2. Comparação entre todos os critérios em <i>drift</i> para sismos reais.....	71
5.3. COMPARAÇÃO ENTRE SISMOS ARTIFICIAIS E REAIS	74
 6. ANÁLISE DO RISCO E DOS CUSTOS DE REPARAÇÃO ..	79
6.1. METODOLOGIA DE ANÁLISE.....	79
6.1.1. RISCO	79
6.1.2. CUSTOS DE REPARAÇÃO E PERDAS ESPERADAS	80
6.1.3. LIMITES ADMISSÍVEIS.....	82
6.2. RESULTADOS OBTIDOS	83
6.2.1. RISCO	83
6.2.1.1. Risco obtido com os sismos artificiais.....	83
6.2.1.2. Risco obtido com os sismos reais.....	85
6.2.2. CUSTOS DE REPARAÇÃO E PERDAS ESPERADAS	86
6.2.2.1. Valor de custos de reparação e perdas esperadas obtidas com os sismos artificiais	86
6.2.2.2. Valor de custos de reparação e perdas esperadas obtidas com os sismos reais.....	90
6.3. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS COM OS SISMOS ARTIFICIAIS E SISMOS REAIS	93
 7. CONCLUSÕES	97
7.1. CONCLUSÕES DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	97

7.2. APLICAÇÃO DA ANÁLISE AO CASO DE ESTUDO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	98
---	-----------

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
---	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Número de Mortes causadas por grandes desastres naturais no último século (Elnashai e Di Sarno, 2008).	1
Figura 1.2 - Mortes e perdas económicas associadas a diferentes catástrofes naturais de grande escala entre 1950-1999 (Bachmann, 2003).	3
Figura 1.3 - Gráfico de correlação entre Magnitude e Energia Libertada (Elnashai e Di Sarno, 2008).	5
Figura 1.4 - Corte transversal esquemático de localização de um sismo.....	6
Figura 1.5 - Distribuição de deslocamento total entre um edifício regular (a) e um edifício com um <i>soft-storey</i> no piso térreo (b).	8
Figura 1.6 - Efeito de simetria e assimetria em planta no movimento do edifício devido às forças laterias.	9
Figura 1.7 - Descontinuidades de resistência e rigidez de elementos resistentes.	9
Figura 1.8 - Disposição de duas paredes delgadas por direção principal em planta.	10
Figura 1.9 - Dano provocado num pilar curto.....	11
Figura 1.10 - Amarração de estribos de secção transversal.	12
Figura 2.1 – Gráfico que mostra a variação de <i>drifts</i> entre pisos relativamente à situação de vigas com maior rigidez relativamente aos pilares (linha tracejada) e de pilares com maior rigidez relativamente às vigas (linha contínua) (Elnashai e Di Sarno, 2008).	15
Figura 2.2 – Diferença entre comportamento dúctil e comportamento frágil (Elnashai e Di Sarno, 2008).	16
Figura 2.3 – Exemplos esquemáticos de fendilhação em vigas com falta de pormenorização e insuficiente resistência: (a) fendilhação por flexão, (b) fendilhação por corte, (c) fendilhação por flexão junto aos apoios e (d) fendilhação junto a apoio indireto (Elnashai e Di Sarno, 2008).	18
Figura 2.4 – Padrões de danos nos diferentes tipos de nós de ligação: (a) nó de ligação interior, (b) nó de ligação exterior e (c) nó de ligação exterior de canto (Elnashai e Di Sarno, 2008).	19
Figura 2.5 – Curva típica de tensão-extensão do betão sob carregamento cíclico (Martínez-Rueda e Elnashai, 1997).....	20
Figura 2.6 – Curva típica de tensão-extensão do betão sob carregamento cíclico pelo modelo de Mander et al. (1988) (Seismosoft, 2012).....	21
Figura 2.7 – Exemplo de curva de tensões-extensões do aço pelo modelo bilinear (Seismosoft, 2012).	21
Figura 2.8 – Exemplo de curva de tensões-extensões do aço pelo modelo de Menegotto-Pinto (Seismosoft, 2012).	22
Figura 4.1 – Esquema da interface gráfica do programa de cálculo automático SeismoStruct.	29
Figura 4.2 – Planta do edifício em estudo (Cosenza, 2000).	30
Figura 4.3 – Esquema representativo do pórtico bidimensional do caso de estudo - alinhamento 4 (Marques, 2011).	30

Figura 4.4 – Modelo considerado para determinação do núcleo confinado efetivo para armadura de esforço transversal retangular (Mander et al., 1988).	31
Figura 4.5 – Pórtico Mod4 com indicação das secções e das massas aplicadas nos nós.....	32
Figura 4.6 – Secções transversais de pilares e vigas do modelo de pórtico (Marques, 2011).....	33
Figura 4.7 – Elemento de barra adotando a modelação de distribuição de não linearidade pelo modelo de fibras (discretização longitudinal) (Seissoft, 2012).	34
Figura 4.8 – Elemento dividido em quatro tramos e respetivos pontos de integração de Gauss atribuídos.	35
Figura 4.9 – Representação do plano do pórtico e do referencial de eixos.	35
Figura 4.10 – Representação de uma parede estrutural em situação com inadequada capacidade resistente na ligação fundação-superestrutura provocando deslizamento (<i>sliding</i>) e em situação com resistência adequada (<i>no sliding</i>) (Elnashai e Di Sarno, 2008).	36
Figura 4.11 – Deformada dos três primeiros modos de vibração do pórtico em estudo: (a) 1º modo, (b) 2º modo e (c) 3º modo.	37
Figura 5.1 – Modelo de pórtico do caso de estudo completamente definido.	43
Figura 5.2 – Esquema de identificação de localização dos pontos de retirada de resultados.	44
Figura 5.3 – Mecanismo S1_46 (esquerda), S2_70 (centro) e S3_43 (direita).	51
Figura 5.4 – Mecanismo S4_58 (esquerda), S5_74 (centro) e S6_70 (direita).	51
Figura 5.5 – Mecanismo S7_54 (esquerda), S8_52 (centro) e S9_53 (direita).	51
Figura 5.6 – Mecanismo S10_60.....	52
Figura 5.7 - Mecanismo S1_88 (esquerda), S2_57 (centro) e S3_49 (direita).	52
Figura 5.8 - Mecanismo S4_35 (esquerda), S5_45 (centro) e S6_84 (direita).	52
Figura 5.9 - Mecanismo S7_53 (esquerda), S8_43 (centro) e S9_45 (direita).	52
Figura 5.10 – Mecanismo S10_42.....	53
Figura 5.11 – Curva de capacidade: Corte basal (kN) em função de <i>Drift</i> máximo (%) obtido no instante de tempo que se obteve o deslocamento máximo para todos os sismos artificiais [ID _{máx} vs V(dmáx)].	54
Figura 5.12 - Curva de capacidade: Deslocamento máximo (m) em função do corte basal (kN) obtido no instante de tempo que se obteve o deslocamento máximo para todos os sismos artificiais [dmáx vs V(dmáx)].	55
Figura 5.13 – Curva de capacidade: Deslocamento máximo (m) em função do corte basal máximo (kN) para todos os sismos artificiais [dmáx vs Vmáx].	56
Figura 5.14 - Curva de capacidade: <i>Drift</i> máximo (%) em função do corte basal (kN) obtido no instante de tempo que se obteve o deslocamento máximo para todos os sismos reais [ID _{máx} vs V(dmáx)]. ..	57
Figura 5.15 - Curva de capacidade: Deslocamento máximo (m) em função do corte basal obtido no instante de tempo que se obteve o deslocamento máximo (kN) para todos os sismos reais [dmáx vs V(dmáx)].	57

Figura 5.16 - Curva de capacidade: Deslocamento máximo (m) em função do corte basal máximo (kN) para todos os sismos reais [dmáx vs Vmáx].	58
Figura 5.17 – Curva de fragilidade: Estado Limite DL, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos artificiais).	59
Figura 5.18 – Curva de fragilidade: Estado Limite SD, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos artificiais).	60
Figura 5.19 – Curva de fragilidade: Estado Limite NC, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos artificiais).	60
Figura 5.20 – Curva de fragilidade: Todos os estados limite e todas as condições do critério de rotação da corda (sismos artificiais).	61
Figura 5.21 – Curva de fragilidade: Estado Limite NC do critério de corte para a condição de pilar e de viga (sismos artificiais).	62
Figura 5.22 – Curva de fragilidade: Estado Limite DL para <i>drift</i> e para se atingir a primeira rótula desse estado (sismos artificiais).	62
Figura 5.23 – Curva de fragilidade: Estado Limite SD para <i>drift</i> e para se atingir a primeira rótula desse estado (sismos artificiais).	63
Figura 5.24 – Curva de fragilidade: Estado limite NC para <i>drift</i> , corte, formação da primeira rótula e mecanismo global (sismos artificiais).	63
Figura 5.25 – Curva de fragilidade: Todos os estados limite e todos os critérios (sismos artificiais).	64
Figura 5.26 – Curva de fragilidade: Estado Limite DL, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos reais).	65
Figura 5.27 – Curva de fragilidade: Estado Limite SD, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos reais).	65
Figura 5.28 – Curva de fragilidade: Estado Limite NC, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos reais).	66
Figura 5.29 – Curva de fragilidade: Todos os estados limite para todas as condições do critério de rotação da corda (sismos reais).	66
Figura 5.30 – Curva de fragilidade: Estado Limite NC do critério de corte para a condição de pilar e de viga (sismos reais).	67
Figura 5.31 – Curva de fragilidade: Estado Limite DL para <i>drift</i> e para se atingir a primeira rótula desse estado (sismos reais).	67
Figura 5.32 – Curva de fragilidade: Estado Limite SD para <i>drift</i> e para se atingir a primeira rótula desse estado (sismos reais).	68
Figura 5.33 – Curva de fragilidade: Estado Limite NC para <i>drift</i> , corte, formação da primeira rótula e mecanismo global (sismos reais).	68
Figura 5.34 – Curva de fragilidade: Todos os estados limite e todos os critérios.	69
Figura 5.35 – Todos os critérios avaliados em <i>drift</i> (%) máximo, mínimo e médio (\square) para o Piso 1 (sismos artificiais).	70

Figura 5.36 - Todos os critérios avaliados em <i>drift</i> (%) máximo, mínimo e médio (□) para o Piso 2 (sismos artificiais).	70
Figura 5.37 - Todos os critérios avaliados em <i>drift</i> (%) máximo, mínimo e médio (□) para o Piso 3 (sismos artificiais).	71
Figura 5.38 – Critérios avaliados em <i>drift</i> (%) máximo, mínimo e médio (□) para o pórtico (sismos artificiais).	71
Figura 5.39 - Todos os critérios avaliados em <i>drift</i> (%) máximo, mínimo e médio (□) para o Piso 1 (sismos reais).	72
Figura 5.40 - Todos os critérios avaliados em <i>drift</i> (%) máximo, mínimo e médio (□) para o Piso 2 (sismos reais).	73
Figura 5.41 - Todos os critérios avaliados em <i>drift</i> (%) máximo, mínimo e médio (□) para o Piso 3 (sismos reais).	73
Figura 5.42 - Critérios avaliados em <i>drift</i> (%) máximo, mínimo e médio (□) para o pórtico (sismos reais).	74
Figura 6.1 – Curvas de custos de reparação adotadas para danos estruturais em função do <i>drift</i> (a), danos não estruturais em função do <i>drift</i> (b) e danos não estruturais em função da aceleração (c) para primeiro piso (azul), piso tipo (vermelho) e piso de topo (verde).	81
Figura 6.2 – Risco para um período de referência de 1 ano obtido com os sismos artificiais.	84
Figura 6.3 - Risco para um período de referência de 50 anos obtido com os sismos artificiais.	84
Figura 6.4 - Risco para um período de referência de 1 ano obtido com os sismos reais.	85
Figura 6.5 - Risco para um período de referência de 50 anos obtido com os sismos reais.	86
Figura 6.6 - Percentagem de custo de reparação para todos os critérios e todos os danos estruturais para o edifício (sismos artificiais).	87
Figura 6.7 - Custo de reparação para todos os critérios e todos os danos estruturais para o edifício (sismos artificiais).	88
Figura 6.8 – Perdas esperadas anuais de todos os danos para o edifício em função de cada critério (sismos artificiais).	89
Figura 6.9 – Perdas esperadas para critério de todos os danos em função dos estados limite por piso (sismos artificiais).	90
Figura 6.10 - Perdas esperadas para critério de todos os danos em função dos estados limite (sismos artificiais).	90
Figura 6.11 – Percentagem do custo de reparação para todos os critérios e todos os danos estruturais para o edifício (sismos reais).	91
Figura 6.12 – Custo de reparação para todos os critérios e todos os danos estruturais para o edifício (sismos reais).	91
Figura 6.13 – Perdas esperadas anuais de todos os danos para o edifício em função de cada critério (sismos reais).	92
Figura 6.14 – Perdas esperadas para todos os danos em função dos estados limite por piso (sismos reais).	93

Figura 6.15 – Perdas esperadas para todos os danos em função dos estados limite (sismos reais).. 93

ÍNDICE DE QUADROS

Tabela 3.1 – Comparação entre requisitos da análise estática e dinâmica (adaptado de Elnashai e Di Sarno, 2008).....	24
Tabela 4.1 – Características consideradas na modelação do betão.	31
Tabela 4.2 - Características consideradas na modelação do aço.	32
Tabela 4.3 – Massas concentradas em toneladas (t) com referência aos nós de ligação viga-pilar (ver figura 4.5).	37
Tabela 4.4 – Períodos de vibração da estrutura para os três primeiros modos de vibração.	37
Tabela 4.5 – Registos sísmicos reais utilizados (<i>PEER Strong Motion Database</i>).....	41
Tabela 5.1 – Distinção entre as definições dos estados limite propostos pelo EC8-3 (EN1998, 2005).	45
Tabela 5.2 – Armadura transversal de pilares e vigas do pórtico Mod4.....	48
Tabela 5.3 – Limites máximos de drift para os três estados limite segundo a norma ASCE41-06.....	48
Tabela 5.4 – Média, mediana e desvio padrão em termos de acelerações espectrais para as intensidades onde se formou o primeiro mecanismo global para cada sismo no caso de artificiais e reais (m/s^2).	74
Tabela 5.5 - Balizamento entre sismos artificiais e reais para as curvas de capacidade de deslocamento máximos em função de corte basal máximo (kN).	75
Tabela 5.6 – Intensidades da secção para as quais ocorreu o critério CR1 para os três estados limite (sismos artificiais e reais).	75
Tabela 5.7 – Ocorrência do critério esforço transversal nos pilares e nas vigas para sismos artificiais e reais.	76
Tabela 5.8 – Critérios mais penalizadores nos diferentes estados limite para sismos artificiais e reais.	76
Tabela 5.9 – Comparação entre critério global e critério local.....	77
Tabela 5.10 – Comparação entre critérios globais.	77
Tabela 6.1 – Dados para perigosidade com período de referência de 1 ano.....	80
Tabela 6.2 - Dados para perigosidade com período de referência de 50 anos.....	80
Tabela 6.3 – Limites de reparação em termos de risco associados a consequências de rotura moderadas na bibliografia consultada.	82
Tabela 6.4 – Limites admissíveis de risco considerados.	83
Tabela 6.5 – Rácio de valor de reparação face ao valor de construir novo considerados (Dhakai e Mander, 2006).	83
Tabela 6.6 – Comparação da percentagem de reparação entre o critério ID e o intervalo verificado para os restantes critérios.	94

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

ASCE – American Society of Civil Engineers

ATC – Applied Technology Council

BSSC – Building Seismic Safety Council

DL – Damage Limitation

EDP – Engineering Demand Parameter

ELF – Equivalent Lateral Force

FE – Finite Elements

FEMA – Federal Emergency Management Agency

ID – Interstorey Drift

IDA – Incremental Dynamic Analysis

IM – Intensity Measure

NC – Near Collapse

NEHRP – National Earthquake Hazards Reduction Program

PEER – Pacific Earthquake Engineering Research Center

PGA – Peak Ground Acceleration

PGV – Peak Ground Velocity

SD – Significant Damage

UBC – Uniform Building Code

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL E OBJETIVOS

A ocorrência de desastres naturais tem consequências na vida humana que se podem manifestar de forma direta e indireta, atingindo níveis de severidade que estão associados às características físicas dos mesmos e à localização da ocorrência do fenómeno.

Um dos desastres naturais que tem causado maior número de perdas de vida humana são os sismos. Na ocorrência de um sismo é importante que o impacto deste seja minimizado de forma a evitar perdas humanas, sendo assim relevante não só garantir a segurança direta das pessoas como também reunir as condições de funcionalidade económico-social. Como tal, tem de ser dada especial atenção às estruturas, vias de comunicação e meios de intervenção.

A figura 1.1 relaciona a quantidade de mortes provocadas por diferentes desastres naturais. No diagrama apresentado na figura observa-se que as cheias são o desastre natural que tem maior expressão e logo de seguida surgem os desastres naturais associados aos sismos.

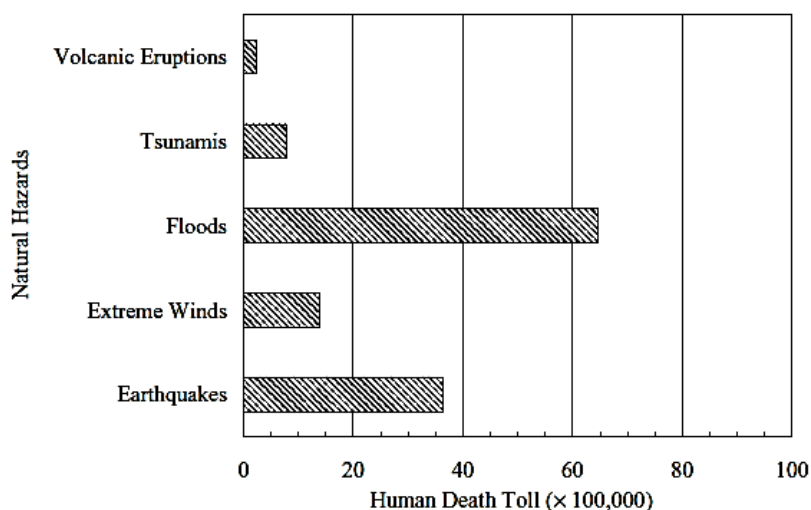


Figura 1.1 - Número de Mortes causadas por grandes desastres naturais no último século (Elnashai e Di Sarno, 2008).

O impacto dos desastres naturais sísmicos, no entanto, ganha ainda maior dimensão quando se avalia a segurança estrutural. Diversos relatórios de reconhecimento e avaliação das consequências de desastres demonstraram que, no último século, 75% das mortes provocadas pelo colapso de edifícios resultaram de desastres sísmicos, estando as restantes mortes associadas a incêndios e explosões de gás, tsunamis, desmoronamentos e deslizamentos de terras (Elnashai e Di Sarno, 2008).

O presente trabalho de dissertação aborda o impacto e as consequências dos sismos nos edifícios. Um sismo é uma ação dinâmica do solo que passa para as estruturas através das fundações e, ao contrário de outras ações dinâmicas, os efeitos sísmicos são gerados na própria estrutura e não impostos nesta. Assim, as consequências dos sismos nas estruturas estão fortemente dependentes das características dos elementos estruturais (Elnashai e Di Sarno, 2008).

Ao longo dos anos, a observação, experiência e análise de casos reais tem vindo a modificar a filosofia de dimensionamento sísmico, pois o grau de exigência vai sofrendo alterações, surgindo assim novas normas e códigos para dar resposta a essas novas exigências. Esses códigos centralizam os seus procedimentos nos materiais estruturais utilizados e nas exigências de comportamento local/global das estruturas. Assim, estas normas são tipicamente constituídas para dar resposta a dois objetivos principais: dotar as estruturas de uma baixa probabilidade de rotura sob ação do carregamento e atribuir à estrutura características que não afetem o funcionamento da estrutura em serviço (Chen e Scawthorn, 2003). Perante esta visão atual, surge então a necessidade de simular o maior número de estruturas à luz das atuais normas, verificando a sua adequabilidade, bem como o impacto económico da sua consideração. Ao contrário de outras ações, o raciocínio de dimensionamento à ação sísmica compreende diferentes estádios que, na ocorrência de um sismo, estão associados a diferentes níveis de dano na estrutura os quais, por sua vez, refletem diferentes tipos de intervenção e reparação com diferentes encargos económicos associados.

A figura 1.2 mostra que, de 1950 a 1999, as grandes catástrofes naturais ocorridas provocaram 1,4 milhões de mortes, dos quais 47% foram devidas a sismos, tendo sido esta a maior causa de mortes devido a catástrofes naturais. Na figura observa-se ainda que a ocorrência de sismos durante esse período teve igualmente a maior expressão nas perdas económicas, tendo um impacto de 336 mil milhões de dólares.

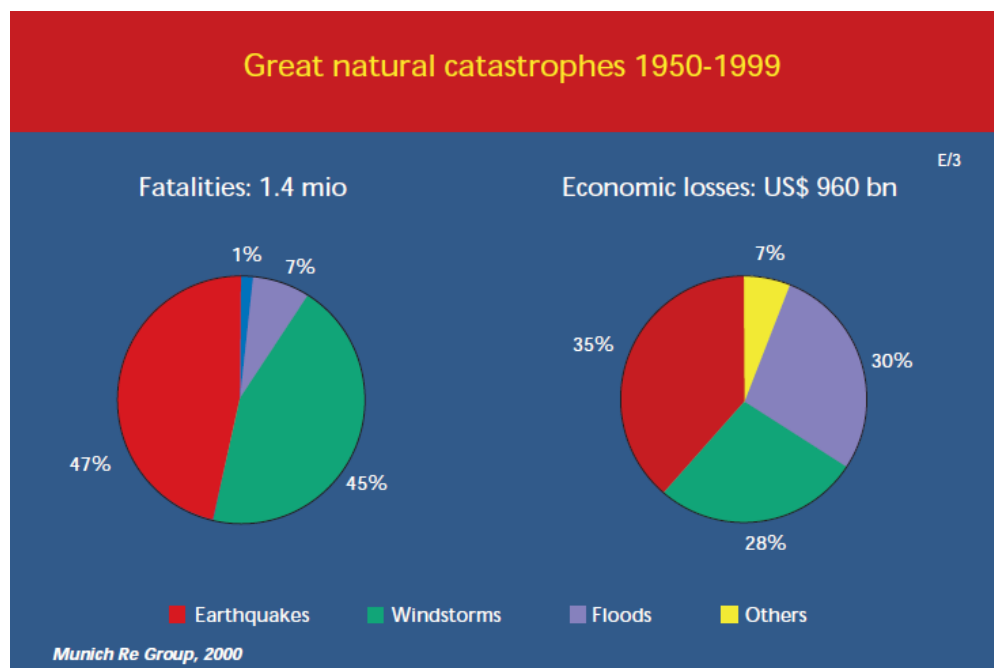


Figura 1.2 - Mortes e perdas económicas associadas a diferentes catástrofes naturais de grande escala entre 1950-1999 (Bachmann, 2003).

O presente trabalho de dissertação tem, assim, como principal objetivo a análise do comportamento de um pórtico representativo de um edifício existente de betão armado recorrendo à análise não linear dinâmica e a ferramentas que permitam analisar a adequabilidade do Eurocódigo 8 (partes 1 e 3) do ponto de vista dos procedimentos que definem para avaliação da segurança sísmica, bem como em termos das implicações económicas subjacentes a esse procedimento.

1.2. ESTRUTURA DA MONOGRAFIA

A monografia que se apresenta foi estruturada através de 7 Capítulos que pretendem dar resposta ao trabalho desenvolvido, possuindo uma base teórica que pretende justificar todas as considerações adotadas.

O Capítulo 1 expõe a estrutura lógica atribuída à monografia, introduz alguns assuntos que serão discutidos em capítulos posteriores de forma desenvolvida e fornece alguns conceitos gerais para introdução de assuntos dos capítulos seguintes. Neste capítulo faz-se um enquadramento geral, caracteriza-se a ação sísmica de forma simplificada e expõe-se de forma resumida a evolução das normas sísmicas.

O Capítulo 2 constitui um separador específico para abordar conceitos importantes no que diz respeito às características da resposta estrutural, focando os conceitos de resistência, rigidez e ductilidade.

No Capítulo 3 deu-se principal relevo ao tipo de análise dinâmica considerada no caso de estudo explorando as suas características. Neste capítulo apresentam-se ainda, de forma resumida, os diferentes tipos de análises.

O Capítulo 4 é um separador que visa a descrição da estrutura analisada referindo as suas características, que vão desde a descrição dos seus materiais e elementos, programa de cálculo utilizado e princípios de análise considerados, até à definição das ações consideradas (acelerogramas).

No Capítulo 5 são estabelecidos os procedimentos de análise de resultados no que diz respeito à resposta e desempenho estrutural para sismos reais, artificiais e a comparação entre essas duas situações na consideração de diferentes critérios de análise.

O Capítulo 6 debruça-se sobre os resultados obtidos para o caso de estudo do risco sísmico, a vertente económica associada à reparação dos edifícios danificados pela ação sísmica e as perdas anuais provocadas.

O Capítulo 7 teve como principal objetivos concluir a discussão efetuada no capítulo 5 e 6, falar sobre alguns aspetos da análise aplicada bem como sugestões para possíveis desenvolvimentos futuros no que este estudo sentiu dificuldade.

1.3. CARACTERÍSTICAS DOS SISMOS

Os sismos são fenómenos físicos de ocorrência natural ou artificial (provocada pelo Homem) que se caracterizam por um tremor de terra provocado por uma súbita libertação de energia na crosta terrestre. Essa libertação de energia pode dever-se a movimentos da crosta terrestre (tectónica de placas), erupções vulcânicas, explosões provocadas pelo Homem, colapso de cavidades subterrâneas, entre outros.

A atividade sísmica deve-se predominantemente ao movimento nos limites de placas tectónicas, com um peso sensivelmente de 95% relativamente às restantes causas, tendo assim um especial relevo no estudo sísmico.

As placas tectónicas, consoante as suas características físicas (posição, densidade, etc.), apresentam diferentes tipos de movimentos e como tal podem ser definidas como limites divergentes (zonas de rift), limites convergentes (zonas de subducção), ou ainda, zonas transformantes. Com a ocorrência destes possíveis movimentos e da energia libertada, as suas ondas sísmicas podem ser caracterizadas em ondas de corpo ou ondas de superfície. As ondas sísmicas de corpo viajam através das camadas interiores da terra e podem ser do tipo P (primárias) e S (secundárias). As ondas sísmicas de superfície, por sua vez, como o seu nome indica, são ondas que se propagam pelas camadas exteriores da crosta terrestre e podem ser ondas do tipo Love e de Rayleigh. Estas ondas têm como característica a sua longa duração e podem causar danos severos nos sistemas estruturais.

A classificação de um sismo particular pode ser efetuada através de uma medida qualitativa e de uma medida quantitativa. A medida qualitativa mais utilizada é a Intensidade e mede os danos passíveis de serem observados, tais como, danos estruturais, danos no solo e reações humanas. Contudo, este meio de medição não é instrumental e está dependente do meio de ocorrência do sismo, sendo influenciado pela densidade populacional, pela familiaridade da população com os fenómenos sísmicos, pelo tipo de construções existentes, pela própria cultura da população, entre outros. Alguns exemplos de escalas de Intensidade são as escalas de Mercalli-Cancani-Seiberg, de Mercalli modificada, de Medvedev-Sponheuer-Karnik, Escala Macrosísmica Europeia, a escala da Agência Meteorológica Japonesa, etc. A definição do sismo em termos qualitativos, mesmo que sujeita a uma certa ambiguidade, tem grande importância pois esta informação é a que se obtém mais rapidamente e é aquela que permite intervir de modo a atuar e minimizar os estragos e danos apresentados. Com a medida em Intensidade não se consegue fazer uma correta correlação com a aceleração do solo, no entanto esta poderá ser útil para se caracterizar quantitativamente o sismo.

Em termos quantitativos, a medida utilizada é a Magnitude que se baseia essencialmente na medição da máxima amplitude das ondas de corpo ou superfície. Existem diferentes tipos de escalas de magnitude: *local magnitude* (Richter), *body wave magnitude*, *surface magnitude*, *moment magnitude*, sendo contudo a escala de Richter a mais utilizada (Elnashai e Di Sarno, 2008).

Um sismo tem um potencial de destruição que depende de vários fatores, como por exemplo, a energia libertada, a profundidade do foco e distância do epicentro, das condições de topografia e geologia local. Por sua vez, o grau de extensão de danos e perdas de vida dependem do tipo de construções e da densidade populacional. O funcionamento das estruturas tem assim grande relevância no suporte de vida humana, sendo de extrema importância a segurança direta dos seres humanos bem como a garantia do correto funcionamento dos principais serviços e atividades. A figura 1.3 mostra a relação entre a magnitude de alguns sismos e a energia equivalente libertada e observa-se que o sismo de maior magnitude ocorrido até à data (no Chile em 1960) tem uma energia libertada de cerca de 1 milhão de vezes superior à da bomba atômica de Hiroshima (1945).

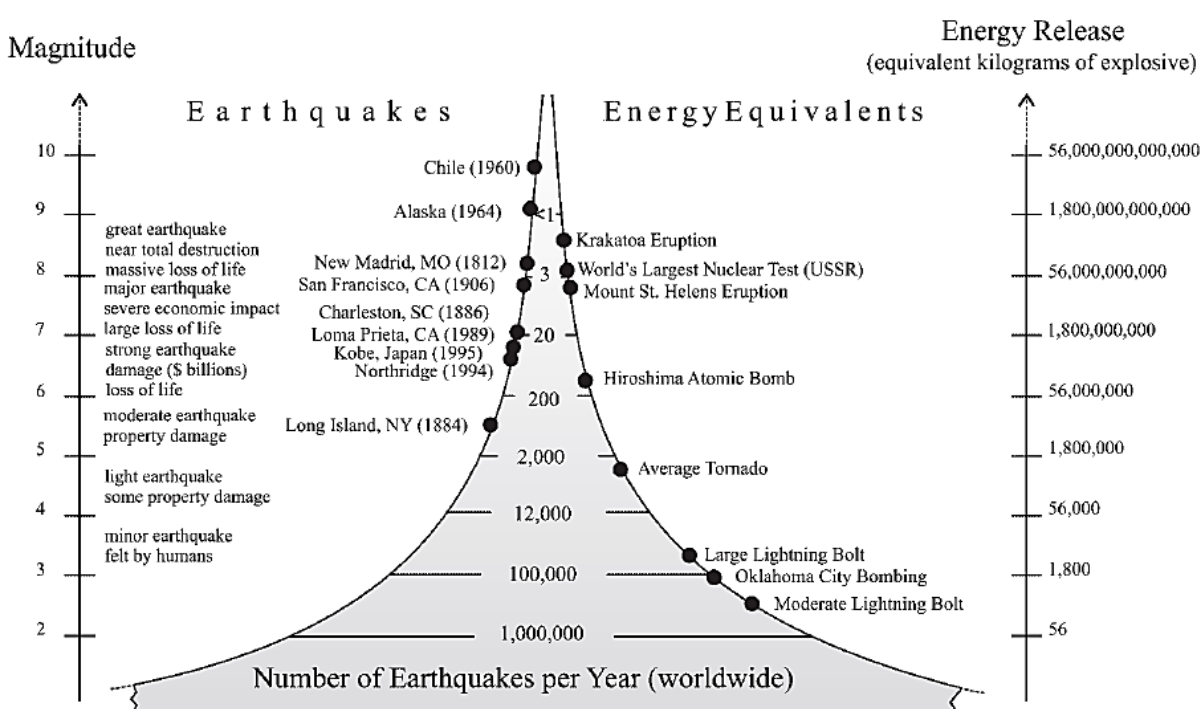


Figura 1.3 - Gráfico de correlação entre Magnitude e Energia Libertada (Elnashai e Di Sarno, 2008).

A atribuição de uma Magnitude pressupõe um conjunto de procedimentos para a sua determinação. A primeira etapa envolve a medição das ondas sísmicas na ocorrência de atividade em estações fixas dotadas de um sismógrafo que possibilitam a determinação do foco e epicentro do sismo. O foco ou hipocentro de um sismo é o ponto abaixo da superfície onde se diz que a rotura ocorreu e o epicentro é a projeção do hipocentro à superfície. A figura 1.4 esquematiza um corte transversal que identifica a localização do epicentro e hipocentro.

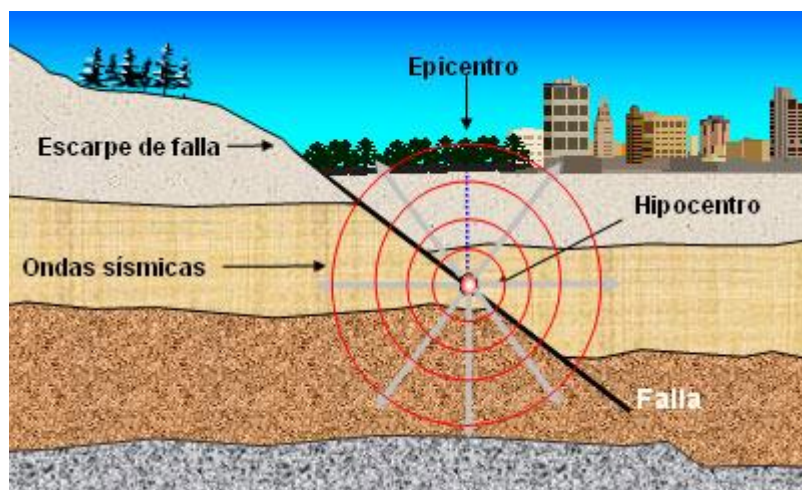


Figura 1.4 - Corte transversal esquemático de localização de um sismo.

Esta medição não é contudo efetuada de forma “cega”, ou seja, a determinação da localização do sismo tem posteriormente um tratamento adequado que tem em conta os efeitos de percurso das ondas sísmicas desde a fonte sísmica até ao local de medição. A necessidade desta correção deve-se ao facto de se ter verificado que em alguns casos, dois edifícios similares muito próximos um do outro, ou seja, à mesma distância do epicentro, apresentavam danos diferentes que apenas poderiam ser explicados por condicionalismos que são alheios às suas características estruturais. Estes efeitos têm portanto reflexo na resposta estrutural e podem ser do tipo: direcional, de localização e de dispersão e incoerência (Elnashai e Di Sarno, 2008).

Os efeitos direcionais referem-se essencialmente ao facto das ondas sísmicas se propagarem de forma mais intensa pelo caminho da falha que lhe deu origem do que em outras direções. Este efeito implica que locais situados à mesma distância, para um mesmo sismo, vão experimentar diferentes níveis de aceleração.

Os efeitos de localização têm em conta o efeito das características do solo de fundação. Maciços muito rígidos experimentam pequenos períodos de vibração, enquanto maciços menos rígidos experimentam longos períodos de vibração. A relação entre o período do local e do edifício manifesta-se relevante no sentido de avaliar o efeito de amplificação.

Os efeitos de dispersão e incoerência estão relacionados com a combinação de três fatores: com o efeito de passagem de onda, o efeito de fonte estendida e o efeito de espalhamento. Os efeitos de dispersão e incoerência de vibrações sísmicas, na generalidade, não afetam estruturas de pequenos vãos como o caso dos edifícios, podendo no entanto ter interferência na resposta dinâmica de estruturas com grandes vãos como no caso de pontes (Bachmann, 2003; Elnashai e Di Sarno, 2008).

1.4. DESENVOLVIMENTO DE NORMAS E REGRAS PRÁTICAS DE DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

As normas de dimensionamento à ação sísmica de edifícios seguem normalmente um de três princípios: o princípio com base na experiência, o princípio com base teórica e o princípio com base no juízo do projetista. Os primeiros códigos que surgiram basearam-se exclusivamente no princípio da experiência, ou seja, recorria-se essencialmente à observação do comportamento real das estruturas sob ação de sismos e registavam-se algumas medidas para combater os danos que eram observados

repetidamente. O objetivo principal dos primeiros códigos era evitar o colapso de edifícios e salvaguardar a segurança do ser humano.

No início do século 20, as normas começaram a ter em conta uma técnica a que chamavam método da força lateral equivalente (ELF) que, consistia em dotar o edifício com resistência suficiente para suportar forças laterais que normalmente eram impostas como uma percentagem do peso do edifício. O primeiro código moderno contendo disposições sísmicas considera-se ter sido a norma americana *Uniform Building Code* (UBC) em 1927, após a ocorrência do sismo de Santa Barbara em 1925. Uma das considerações mais relevantes desse documento foi o facto de passar a ter em conta o efeito de agravamento de solos fracos na ação sísmica. Assim, edifícios na presença de solos moles profundos passariam a requerer uma aplicação simultânea da força lateral, quer no topo do edifício, quer ao nível do primeiro piso, equivalente a 10% do peso da estrutura referente a esse piso, enquanto estruturas em solos firmes eram dimensionadas para um terço dessa força.

Na sequência do sismo de Long Beach na Califórnia em 1933, observou-se uma grande extensão de danos em edifícios de alvenaria sem reforço e a Califórnia passou a proibir a construção de edifícios deste tipo. Passou ainda a ter de se considerar que os edifícios deveriam ter uma resistência lateral equivalente a 3% do peso da estrutura e o dimensionamento sísmico passou a ser obrigatório.

Em 1937, o UBC, introduziu o conceito de diferenciação de risco sísmico que se traduziu na elaboração de um mapa com diferentes zonas sísmicas. Em 1940, o estudo da dinâmica de estruturas permitiu perceber que estruturas altas pareciam comportar-se melhor em sismos do que estruturas médias/baixas e foi introduzida uma equação de corte basal para zonas de alta sismicidade que tinha em conta o número de pisos. Estruturas baixas eram então dimensionadas para uma força lateral mais severa (10% do peso da estrutura), enquanto para estruturas altas essa força poderia ser reduzida em função do número de pisos, introduzindo assim o conceito de amplificação espectral de dinâmica.

Em 1958, o UBC adotou recomendações que relacionavam o dimensionamento com base nas forças laterais e o período da estrutura, passando assim a incluir o conceito de resposta espectral. Na década seguinte, as alterações introduzidas foram subtis mas de grande importância para o desenvolvimento das normas existentes atualmente. Um exemplo desse facto é a introdução de diferentes níveis de dano e serviço. Neste período iniciou-se também a análise do comportamento de pórticos de betão armado, nomeadamente a análise da ductilidade dos seus elementos.

No entanto, em 1971, um sismo de magnitude de 6.6 na Califórnia veio demonstrar que edifícios dimensionados segundo os códigos da altura apresentavam colapso total ou parcial das suas estruturas. As disposições dos códigos existentes não eram então suficientes para atingir os objetivos de desempenho estrutural. Foi então a partir desse ponto formado o *Applied Technology Council* (ATC), uma agência sem fins lucrativos dedicada à investigação, que desenvolveu relatórios de extrema importância para o desenvolvimento do dimensionamento sísmico de edifícios. Os seus relatórios introduziram, por exemplo, os métodos de análise de resposta espectral, sendo este o procedimento preferível a utilizar, e reformularam o método das forças equivalentes indicando que este seria um método simplificado. O ATC introduziu ainda o conceito de irregularidade estrutural e proibiu a construção de estruturas que apresentavam certos tipos de irregularidades.

Em 1985, o *Building Seismic Safety Council* (BSSC) publicou as conhecidas disposições *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for Buildings* que foram sendo atualizadas ao longo dos anos e que constituem o principal código de dimensionamento sísmico utilizado no Estados Unidos da América. As normas sísmicas mais reconhecidas na atualidade são: a norma americana (*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for Buildings*), a norma japonesa, a norma neozelandesa e a norma europeia (Eurocódigo 8).

No seguimento de inúmeros estudos e análises, um conhecimento empírico e teórico permitiu desenvolver algumas medidas que conferem melhorias significativas no desempenho sísmico das estruturas, mas a aplicação destas não impede contudo uma análise pormenorizada de ferramentas computacionais adequadas para um dimensionamento sísmico em conformidade com as exigências estruturais. De seguida, apresentam-se algumas dessas medidas práticas a adotar no projeto de estruturas atribuindo maior ênfase às estruturas de betão armado que são alvo desta monografia.

1.4.1. EVITAR PISOS FRACOS AO NÍVEL DO PISO TÉRREO E PISOS SUPERIORES (SOFT-STOREY)

O colapso de muitas estruturas dá-se pelo facto dos elementos estruturais resistentes, que existem nos pisos superiores de edifícios mas não têm continuidade para o piso inferior, fazendo assim com que este apresente diferenças na sua resistência tornando-o fraco. Se esse piso não consegue atingir o desempenho pretendido, este entra em rotura e por conseguinte põe em risco o suporte estrutural dos pisos superiores provocando o colapso, que pode ser total ou parcial dependendo da localização do piso fraco e das características do edifício. Se o piso fraco for o piso térreo e este não conseguir resistir à ação sísmica, o colapso é total. É assim importante que os elementos de contraventamento existentes em pisos superiores possuam continuidade nos pisos inferiores. A figura 1.5 apresenta a diferença entre o comportamento de um edifício com um *soft-storey* no piso térreo e de um edifício regular.

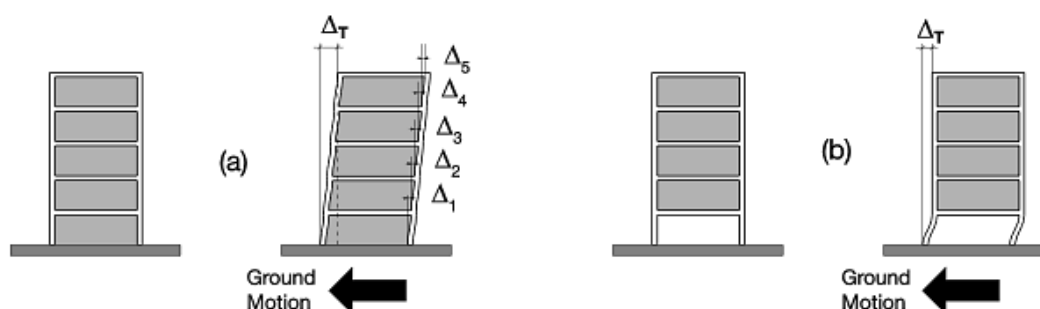


Figura 1.5 - Distribuição de deslocamento total entre um edifício regular (a) e um edifício com um *soft-storey* no piso térreo (b).

A existência de um *soft-storey* faz com que o colapso seja atingido para um deslocamento global (ou *drift*) menor do que aquele que suportaria com as características de resistência ao longo de todos os pisos. O *drift* é um parâmetro de monitorização muito utilizado na dinâmica de estruturas que constitui uma medida de deslocamento relativo entre pisos normalizado pela altura do edifício.

1.4.2. EVITAR ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO ASSIMÉTRICOS EM PLANTA

Na figura 1.6 estão representadas duas situações distintas. O centro de massa da estrutura, onde se considera que estão a ser aplicadas as forças de inércia, encontra-se exatamente na mesma posição nos dois casos. Contudo, o centro de resistência (W) e o centro de corte (S) num dos casos são coincidentes e encontram-se mais perto do centro de massa, e no outro caso não são coincidentes e encontram-se mais afastados do centro de massa (M). O centro de corte ou de rigidez é o ponto no qual a aplicação de uma força horizontal origina apenas translação na direção da força aplicada. Na segunda situação, onde o centro de resistência e o centro de corte não coincidem, verifica-se que existe uma excentricidade que provoca rotação no plano. Esse efeito de torção gera ações significativas que

provocam deslocamentos relevantes entre a base e o topo do edifício. O centro de resistência e o centro de massa devem estar o mais próximo possível, o que é conseguido com a existência de simetria dos elementos resistentes às forças laterais. Será assim boa prática colocar, por exemplo, as caixas de escadas e de elevadores no centro do edifício para se procurar manter a simetria e aproximação do centro de resistência e de massa. O método simplificado de análise estática aconselha a que a diferença entre estes centros seja limitada a 15% da maior dimensão do edifício em planta.

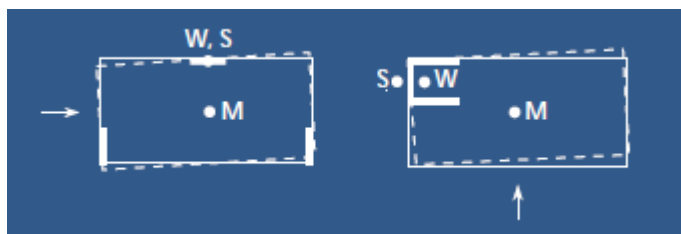


Figura 1.6 - Efeito de simetria e assimetria em planta no movimento do edifício devido às forças laterais.

1.4.3. EVITAR VARIAÇÕES EXCESSIVAS DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ EM ALTURA

Alterações na secção transversal de elementos resistentes de contraventamento em altura, causam variações ou descontinuidades de resistência que interferem nas ações que se geram na estrutura e no percurso das mesmas, tendo grande impacto na resposta estrutural dinâmica. A figura 1.7 mostra a transição de um piso com uma parede de betão armado para um piso que contém um esquema estrutural porticado, tratando-se de um caso com grande alteração de rigidez e resistência em altura.

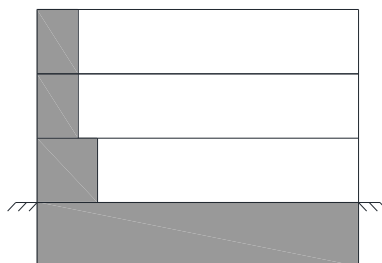


Figura 1.7 - Descontinuidades de resistência e rigidez de elementos resistentes.

1.4.4. UTILIZAÇÃO DE DUAS PAREDES DELGADAS DE BETÃO ARMADO EM CADA DIREÇÃO PRINCIPAL

Numa zona de sismicidade moderada, a utilização de duas paredes delgadas de betão armado com características de comportamento dúctil são, em muitos casos, suficientes para cumprir as exigências das normas de dimensionamento sísmico no que respeita à deformação lateral do edifício. A utilização destas paredes ajuda igualmente na procura de simetria em planta no sentido de evitar os já mencionados efeitos de torção (ver secção 1.4.2.).



Figura 1.8 - Disposição de duas paredes delgadas por direção principal em planta.

1.4.5. EVITAR SISTEMAS ESTRUTURAIS MISTOS

Os sistemas estruturais mistos, por exemplo betão armado/alvenaria, uma vez que constituem sistemas com materiais e condições estruturais diferentes (por exemplo, ligações) e, por conseguinte, apresentam diferentes respostas, tornam-se sistemas muito desfavoráveis sob ação sísmica. Os pilares em conjunto com as lajes e/ou vigas formam pórticos que têm menor rigidez horizontal do que as paredes de alvenaria. Os esforços concentram-se assim essencialmente nas paredes de alvenaria e estas não suportam deslocamentos laterais muito significativos entrando em rotura mais facilmente para fora do seu plano. Quando as paredes de alvenaria entram em rotura perdem capacidade de resistência e transmissão das ações permanentes, obrigando a uma redistribuição que pode causar o colapso total do edifício. Os sistemas mistos são totalmente indesejados em edifícios que são alvo de dimensionamento sísmico. A utilização de paredes de alvenaria em sistemas simples pode, no entanto, ser utilizada desde que sejam reforçadas com armadura de forma a possuírem as disposições de dimensionamento e respetivas exigências prescritos por adequadas normas.

1.4.6. ELEMENTOS ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS

Por vezes, na ocorrência de um sismo de baixa magnitude, o dano provocado nos elementos não estruturais faz com que a demolição do edifício seja uma medida mais viável que a sua reparação, mesmo que os elementos estruturais não possuam danos significativos. Isto deve-se ao facto do custo de reparação de danos não estruturais ser o mais elevado. Assim, é importante combinar a rigidez da estrutura com a capacidade de deformação dos elementos não estruturais (por exemplo, paredes divisórias), passando a contramedida pela análise atenta na seleção, localização e características a atribuir a elementos estruturais e não estruturais.

1.4.7. EVITAR PILARES CURTOS

Os pilares curtos são caracterizados pela elevada relação área/altura. Os pilares curtos apresentam grande capacidade de flexão mas, no entanto, “chamam” mais esforços ficando sujeitos a elevadas variações de momentos fletores e elevadas forças de corte o que faz com que a rotura destes pilares se dê por corte antes de se formarem rótulas plásticas. A figura 1.9 demonstra um exemplo de dano num pilar considerado curto.



Figura 1.9 - Dano provocado num pilar curto.

1.4.8. JUNTAS ENTRE EDIFÍCIOS ADJACENTES

Edifícios adjacentes devem estar suficientemente afastados uns dos outros no sentido de se minimizarem os danos por choque. O comportamento dos edifícios adjacentes sob a ação dinâmica pode ser diferente pois podem possuir, por exemplo, diferentes modos de vibração (períodos) e diferentes características estruturais que provocam diferentes respostas que podem levar à ocorrência de choque entre os edifícios, penalizando fortemente a resistência à ação sísmica de ambos. A ameaça de colapso é agravada pela possibilidade das lajes e vigas se encontrarem a cotas diferentes (níveis desfasados). A utilização de juntas entre edifícios tem de obedecer a uma largura mínima e não permitir que exista algum ponto de contacto entre os edifícios.

1.4.9. DUCTILIDADE ATRAVÉS DO DIMENSIONAMENTO POR CAPACIDADE RESISTENTE

Conferir propriedades de ductilidade aos elementos estruturais é extremamente desejável no dimensionamento sísmico. A ductilidade permite que os elementos se deformem para lá da sua deformação elástica, evitando assim o comportamento frágil indesejado. Uma rotura do tipo frágil é uma rotura precoce que não apresenta aviso. Neste tipo de dimensionamento, o projetista impõe na estrutura os locais onde as rótulas plásticas se podem formar de modo a serem criados mecanismos plásticos de dissipação estável de energia.

1.4.10. ARMADURA TRANSVERSAL DE PILARES E PAREDES

As armaduras transversais de paredes e pilares devem ter amarrações em gancho e afastamento entre estribos adequados. Com o carregamento cíclico e a entrada da armadura longitudinal em cedência, formam-se fendas na camada exterior de betão e esta pode vir a desagregar-se com o aumento das deformações. É então importante evitar que as armaduras longitudinais entrem em encurvadura para transmitirem corretamente os esforços e não saírem do seu plano, diminuindo a capacidade de resistência à flexão da secção transversal. Como tal, as armaduras longitudinais têm de se encontrar bem cintadas (adequado espaçamento entre cintas) para não permitir que saiam do seu plano. Por outro lado, uma cintagem bem executada permite um confinamento adequado ao betão, o que lhe permite atingir maiores níveis de resistência à compressão. A figura 1.10 mostra um exemplo de um corte de uma secção transversal de um pilar.

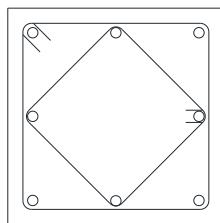


Figura 1.10 - Amarração de estribos de secção transversal.

1.4.11. INEXISTÊNCIA DE ABERTURAS NAS ZONAS ONDE SE FORMAM RÓTULAS PLÁSTICAS

A definição da localização de ductos que são utilizados para a passagem de cabos ou canalizações de diferentes especialidades tem de ser alvo da análise atenta do projetista pois estas não podem interromper as zonas onde se formam as rótulas plásticas. Estas aberturas são muitas vezes criadas em obra posteriormente à betonagem, não tendo sido definidas em projeto. Estas aberturas podem danificar a resistência e rigidez dos elementos estruturais e são extremamente prejudiciais se forem executadas nas zonas de formação de rótulas plásticas, pois essas zonas perdem uma parte significativa da sua capacidade de deformação. A figura 1.11 mostra um exemplo de uma parede estrutural com aberturas na proximidade do local de formação de rótulas plásticas.

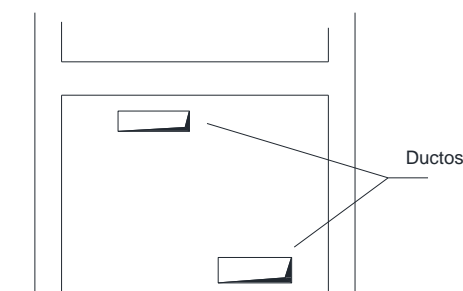


Figura 1.11 – Ductos em parede estrutural no local de formação de rótulas plásticas.

1.4.12. DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES EM CAPACIDADE

As fundações devem ser sempre dimensionadas para trabalharem em regime elástico pois as deformações plásticas fazem com que as fundações se comportem de forma imprevisível e são gerados deslocamentos e tensões adicionais no edifício pela redistribuição de esforços. O facto de as fundações serem dimensionadas para o regime elástico é também uma segurança suplementar, pois no caso de um edifício não ter colapsado, espera-se que estas não possuam dano uma vez que a reparação das mesmas é na maioria dos casos muito complicada por dificuldades de execução e de acesso.

2

CARACTERÍSTICAS DA RESPOSTA ESTRUTURAL

2.1. CONCEITOS DE INTERESSE: RESISTÊNCIA, RIGIDEZ E DUCTILIDADE

A ação sísmica é um carregamento dinâmico que tem alternância de sentidos durante um certo período de tempo, obrigando a estrutura a diferentes exigências consoante as características e funcionalidade dos elementos estruturais. A ação dinâmica, dependendo da escala do acontecimento, vai degradar a estrutura devido às acelerações e deslocamentos e os danos serão tanto mais severos quanto mais frágil for a estrutura.

Para se analisar a fragilidade estrutural dos edifícios tem de se compreender os conceitos e características que lhes estão associados. Quando se fala na resposta estrutural dos edifícios, fala-se inevitavelmente das características dos elementos que condicionam o seu desempenho, surgindo então três conceitos muito importantes para engenharia de estruturas: resistência, rigidez e ductilidade. As características de resistência, rigidez e ductilidade dependem das dimensões dos elementos estruturais, materiais utilizados, quantidades e disposições de reforço estrutural e tipo de ligações entre elementos.

2.1.1. RESISTÊNCIA

O dimensionamento sísmico levanta algumas incertezas que se inicia logo na escolha de uma ação que pretende simular o sismo e que no caso de uma análise dinâmica incremental passa por estar em forma de acelerogramas. Estes podem ser caracterizados de diferentes formas que alteram completamente o seu efeito num mesmo edifício. Apesar de existirem mapas de sismicidade que distinguem por zonas a perigosidade sísmica, conferindo assim diferentes graus de exigência não se consegue garantir que um sismo possa ou não ultrapassar esses limites impostos. Coloca-se então aqui a questão económica no sobredimensionamento ou, em face oposta, na segurança do ser humano e no controlo de danos considerados reparáveis. Nesse sentido, o dimensionamento sísmico que outrora era baseado na resistência dos elementos passou a ser substituído pelo dimensionamento com o princípio da ductilidade.

A resistência é a capacidade de um elemento ou conjunto de elementos para resistir ao carregamento, ou seja, a resistência impõe o limite para o qual esta já não consegue tolerar mais os danos irreversíveis e de seguida a ductilidade é que passa a comandar o desempenho estrutural. A resistência é normalmente definida como uma função dependente da ação aplicada, ou seja, a capacidade resistente dos edifícios pode ser estabelecida em função da resistência ao esforço axial, à flexão e ao corte. A definição da capacidade resistente está sujeita a algumas incertezas, nomeadamente devido

aos parâmetros de resistência dos materiais, às propriedades geométricas das secções e elementos e à qualidade da construção. A incerteza associada a construções pré-fabricadas é sensivelmente inferior relativamente às construções *in situ*, pois as construções pré-fabricadas estão sujeitas a um controlo de qualidade mais elevado. Sendo assim, se a pretensão for manipular as variáveis de dimensionamento em resistência de forma mais rigorosa possível e se estiverem reunidas as condições para tal, a utilização de estruturas metálicas seria uma boa opção pois estão sujeitas a incertezas significativamente inferiores do que em estruturas de alvenaria ou betão armado (Elnashai e Di Sarno, 2008).

2.1.2. RIGIDEZ

De uma forma geral, a rigidez é a propriedade de um elemento ou conjunto de elementos que controla o nível de deformações que irão sofrer quando são sujeitos a um carregamento. Assim, a rigidez controla o nível de deformações admissíveis que tem ligação direta com o comportamento em serviço da estrutura, pois na presença de elevadas deformações, estas vão diminuir significativamente a funcionalidade do edifício. Os fatores que influenciam a rigidez são as propriedades dos materiais (módulo de Young e módulo de distorção), propriedades da secção (área e inércias), propriedades dos elementos (rigidez lateral), propriedades dos nós de ligação (as condições de apoio/ligação têm influência na rigidez) e as propriedades do sistema estrutural (isto é, se a estrutura é contraventada ou não contraventada).

A rigidez influencia então, a distribuição de ações e deformações. A rigidez lateral, se não for uniforme em altura faz com que os *drifts* entre pisos sejam agravados. A rigidez relativa entre elementos também tem influência na distribuição de ações e deformações. Vigas com baixa rigidez à flexão não conseguem impedir a rotação dos pilares a que estão ligadas e por outro lado, vigas com grande rigidez à flexão têm mais capacidade para impedir a rotação dos pilares. Como a rigidez à flexão de vigas é na sua generalidade superior à dos pilares, estes vão ficar sujeitos essencialmente a forças de corte. Análises efetuadas sobre a relação de rigidez entre vigas e pilares sob ação de cargas permanentes e forças horizontais mostram que no caso da rigidez dos pilares ser inferior à das vigas, os *drifts* que se observam são na generalidade superiores ao caso oposto em que a rigidez dos pilares é superior à das vigas. A figura 2.1 mostra a variação de *drifts* entre pisos relativamente às duas situações expostas (Elnashai e Di Sarno, 2008).

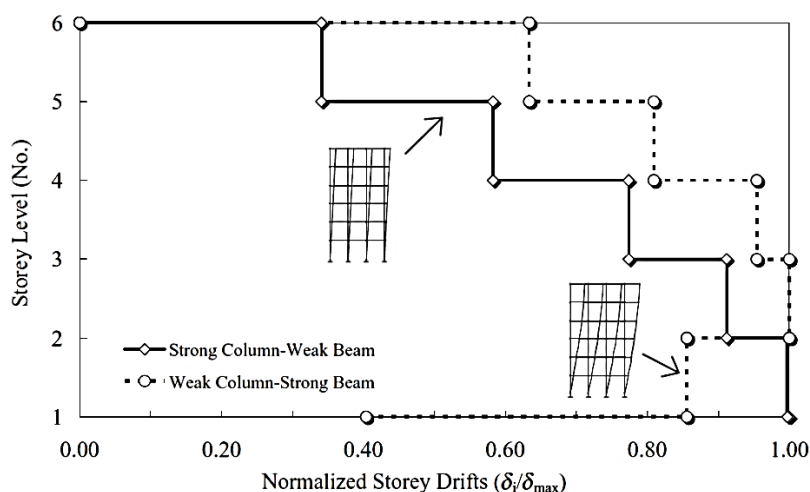


Figura 2.1 – Gráfico que mostra a variação de *drifts* entre pisos relativamente à situação de vigas com maior rigidez relativamente aos pilares (linha tracejada) e de pilares com maior rigidez relativamente às vigas (linha contínua) (Elnashai e Di Sarno, 2008).

2.1.3. DUCTILIDADE

A ductilidade é a capacidade de um elemento ou conjunto de elementos para se deformar para além do limite elástico, sendo definida pela relação entre o deslocamento último ou limite de deslocamento máximo e o deslocamento de cedência, o qual corresponde ao deslocamento atingido quando se atinge o limite elástico.

A ação dinâmica dos sismos é aplicada nas estruturas através das fundações. Contudo, esta desenvolve-se na própria estrutura consoante as suas características de resistência, rigidez e ductilidade, sendo necessário que a estrutura, através da capacidade dos seus elementos, consiga dissipar a energia a que são sujeitos conseguido através da deformação plástica e por outros processos de dissipação de energia. Assim, muitas vezes associa-se a ductilidade ao amortecimento da estrutura.

O dimensionamento em ductilidade permite que, caso a ação seja mais gravosa do que o esperado para a estrutura, esta consiga suportar deformações mais elevadas. Na figura 2.2 observa-se um gráfico comparativo entre o comportamento de uma parede dúctil e o de outra considerada frágil, chamando-se a atenção para a diferença de comportamento dos dois sistemas após o pico de resistência. Na figura verifica-se que a rotura (V_u) de um elemento frágil ocorre para deslocamentos menores relativamente à rotura de elementos dúcteis. As estruturas de betão e alvenaria têm comportamentos frágeis, ou seja, após atingirem a sua máxima resistência à compressão, verificam-se grandes reduções de resistência e rigidez, o que faz com que não seja possível sustentar a ação. A ductilidade permite assim que a estrutura dissipe energia e continue a resistir às ações sísmicas devido a sucessiva formação de rótulas plásticas. A dissipação de energia nas vigas é superior à dissipação de energia que se conseguiria nos pilares, assim força-se a formação de rótulas plásticas nas vigas dimensionando os pilares de modo a terem maior resistência que as vigas (dimensionamento pela capacidade resistente).

O dimensionamento que tem merecido maior atenção nos últimos anos é o dimensionamento pela capacidade resistente que, simplificadamente, consiste na identificação dos mecanismos de rotura que se formam, atribuindo aos elementos responsáveis por tais mecanismos adequada ductilidade e aos restantes elementos uma resistência suficiente para garantir o seu comportamento elástico. O dimensionamento pela capacidade resistente baseia-se assim, quer em resistência, quer em ductilidade.

Com o objetivo de se avaliar a resposta estrutural, a ductilidade pode ser quantificada de diferentes formas diferenciando-se pela ductilidade do material (deformações plásticas), ductilidade da secção (curvatura), ductilidade dos elementos (rotações) e ductilidade estrutural (deslocamentos) (Elnashai e Di Sarno, 2008).

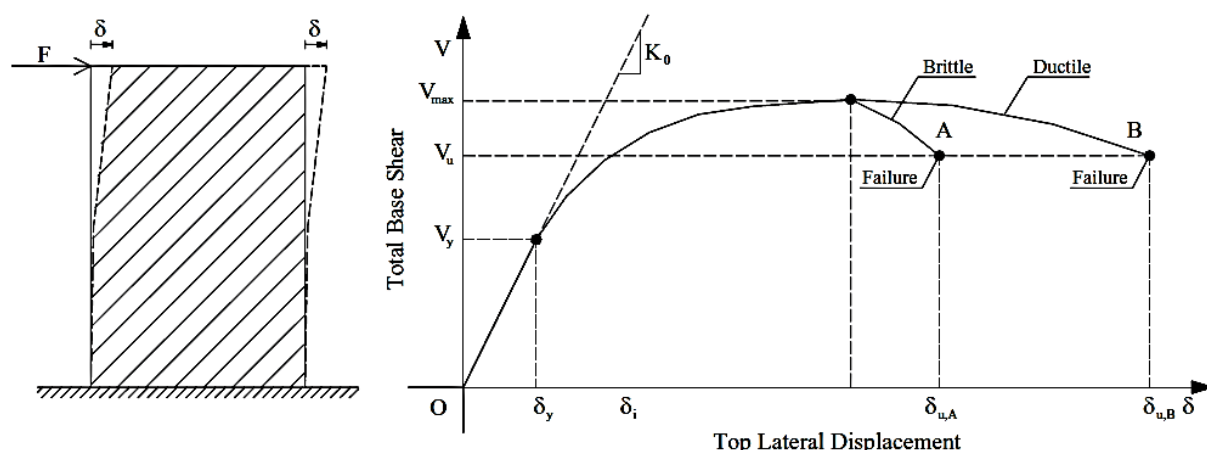


Figura 2.2 – Diferença entre comportamento dúctil e comportamento frágil (Elnashai e Di Sarno, 2008).

Na ocorrência do sismo de Kobe no Japão, em 1995, verificou-se que algumas estruturas como pontes e edifícios não tinham colapsado, no entanto não se encontravam funcionais devido a elevadas deformações residuais. Estas estruturas possuíam então tal capacidade dúctil que as estruturas conseguiam acomodar elevadas deformações. No entanto, se é expectável que as estruturas possam ser utilizadas após sismo, o deslocamento não pode ser tão excessivo que impeça a sua funcionalidade. Neste contexto foram desenvolvidos métodos, os quais foram implementados no Japão, para reduzir as deformações residuais. Nestes sistemas alterna-se a utilização de armadura de resistência normal e armadura de alta resistência. O aço de resistência normal, durante a resposta inelástica, promove a dissipação de energia e a armadura de alta resistência atua como uma mola elástica para impedir as excessivas deformações residuais (Chen e Scawthorn, 2003).

2.2. DANOS NOS EDIFÍCIOS

Os danos estão relacionados com a segurança do sistema. No entanto quando se fala de dano este não tem necessariamente de levar ao colapso da estrutura. Os princípios de dimensionamento sísmico, por motivação essencialmente económica, assumem que a estrutura pode ter danos caracterizados em diferentes níveis, aos quais estão associados diferentes custos de reparação. Os danos nos edifícios diferenciam-se essencialmente em danos estruturais e danos não estruturais, os quais se podem subdividir consoante sejam mais dependentes dos deslocamentos e/ou das acelerações. Este assunto será mais aprofundado no capítulo onde se abordam os custos de reparação (ver capítulo 6).

2.2.1. CONTROLO DE DANOS NÃO ESTRUTURAIS

Os elementos não estruturais dos edifícios são sensíveis ao nível de deslocamentos a que estão sujeitos. Uma vez que estes não têm um desempenho estrutural, não possuem características

resistentes necessárias e são portanto os primeiros elementos a entrar em rotura. Num caso em que seja possível a reparação do edifício, estes danos correspondem ao custo mais elevado de reparação. Este assunto será explorado em capítulos posteriores quando se abordar a temática dos custos de reparação de edifícios existentes.

Os estados limite de resistência não fornecem um controlo de deslocamentos adequado. Muitas vezes, os elementos não estruturais de betão armado, fendilham de forma prematura quando sujeitos a carregamentos sísmicos alternados. As normas de dimensionamento sísmico têm contudo limites de *drift*, como por exemplo as normas da *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) que impõem na estrutura adequada rigidez lateral de forma a minimizar os danos nestes elementos. Como já foi mencionado anteriormente, os sistemas flexíveis são de interesse para o dimensionamento sísmico pois estes têm grande capacidade de deformação. Contudo verifica-se que em sistemas flexíveis os danos não estruturais são mais extensos (Elnashai e Di Sarno, 2008).

2.2.2. CONTROLO DE DANOS ESTRUTURAIS

Os elementos não estruturais devem ser considerados para se analisar o desempenho do edifício de forma mais pormenorizada possível. Contudo, na maioria dos casos, a análise de danos globais na estrutura é obtida através da modelação única dos elementos estruturais. A metodologia aplicada assume então a contabilização dos danos não estruturais através dos danos estruturais.

O controlo de dano estrutural pode ser conseguido através de controlo local e controlo global, onde se controlam os valores limite de extensões, curvaturas, rotações e *drifts*. Os limites destas grandezas têm, geralmente, diferentes patamares uma vez que se assumem diferentes níveis de dano que se associam a diferentes custos de reparação e, em último caso, ao iminente colapso da estrutura. O carregamento sísmico provoca em algumas zonas da estrutura elevadas concentrações de esforços e a alternância de sentidos nas ações leva a que a estrutura deteriore as suas características de resistência e rigidez, fazendo com que a probabilidade de rotura aumente. Em zonas sísmicas é então importante que a resistência ao corte seja substancialmente superior à resistência à flexão levando a que a rotura frágil se situe a níveis superiores da rotura por flexão. Este princípio é conseguido através do já mencionado dimensionamento pela capacidade resistente (Elnashai e Di Sarno, 2008).

2.2.2.1. Danos em vigas

Conhecer alguns dos principais danos típicos de vigas que não foram dimensionados para a ação sísmica tem grande importância pois não só permite adquirir um conhecimento empírico que leva a investigações mais detalhadas do motivo de ocorrência desses danos, fomentando assim a evolução do dimensionamento sísmico. Além disso, existe um grande número de edifícios que não sofreram qualquer tipo de dimensionamento sísmico e é de interesse o conhecimento destes danos na perspetiva de adoção de medidas de melhoramento do desempenho sísmico (caso seja pretensão do dono de obra) e custos associados, bem como também na perspetiva de comportamento de segurança estrutural durante a ocorrência de um sismo e custos associados à reabilitação do edifício.

Em vigas, o primeiro padrão de danos que se verifica é a fendilhação a meio vão devido a flexão. Estas fendas podiam já existir na estrutura em serviço, contudo a ação do sismo tende a agravá-las, aumentando a abertura destas. Neste caso, a segurança global do edifício não está comprometida pois encontra-se em comportamento elástico, não tendo desenvolvido rótulas plásticas que podem formar em conjunto com determinada disposição de rótulas noutros elementos um mecanismo. O segundo padrão de danos que se verifica é a fendilhação devido ao corte, que se deve essencialmente à

inexistência ou insuficiência de armadura de esforço transverso. Este tipo de fendilhação é mais perigoso do que a anterior. Como já foi explorado anteriormente, uma rotura por corte é altamente indesejável pois esta considera-se uma rotura do tipo frágil que não apresenta “aviso” nem permite tirar partido das características da secção, nomeadamente em termos da sua capacidade de deformação. O terceiro padrão de dano é a fendilhação por flexão de vigas junto aos seus apoios. Este dano deve-se essencialmente à quantidade insuficiente de armadura longitudinal inferior e ao respetivo comprimento de amarração para o interior do apoio. O quarto padrão de dano refere-se à fendilhação no vão da viga em zona de apoio indireto devido à falta de armadura de suspensão. A figura 2.3 apresenta um exemplo esquemático para os quatro tipos de fendilhação expostos.

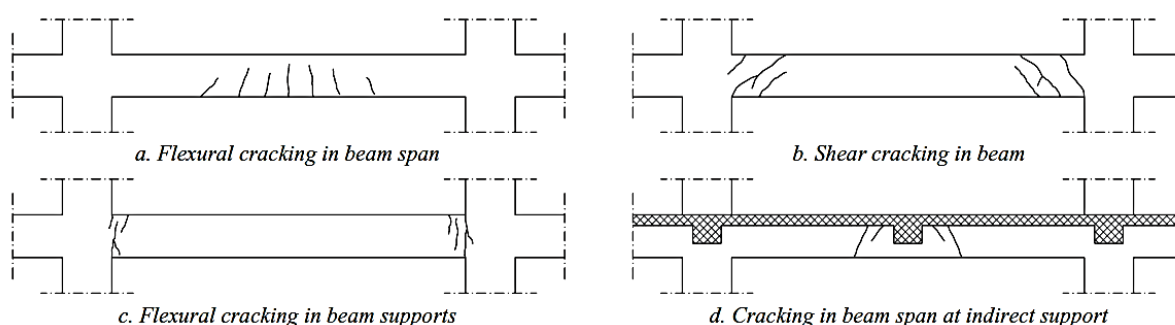


Figura 2.3 – Exemplos esquemáticos de fendilhação em vigas com falta de pormenorização e insuficiente resistência: (a) fendilhação por flexão, (b) fendilhação por corte, (c) fendilhação por flexão junto aos apoios e (d) fendilhação junto a apoio indireto (Elnashai e Di Sarno, 2008).

2.2.2.2. Danos em pilares

Nos pilares a formação de rótulas plásticas é indesejável para se conseguir uma resposta dúctil da estrutura. Os pilares estão sujeitos a esforço axial de compressão e esta ação tanto pode apresentar uma influência positiva como negativa no desempenho do elemento. O modo de rotura dos pilares depende da relação de corte no vão α_s (equação 2.1).

$$\alpha_s = \frac{M}{VH} \quad (2.1)$$

Pilares curtos apresentam um $\alpha_s < 2$ e a sua rotura é do tipo frágil. Este tipo de pilares fica sujeito a elevadas forças de corte e mesmo possuindo adequada pormenorização de armaduras, esta é frequentemente insuficiente para prevenir uma rotura por corte. Os pilares de média a grande esbelteza apresentam $\alpha_s > 3.5$ e são caracterizados por uma rotura em flexão que ocorre por fragmentação da camada exterior do betão, seguindo-se o esmagamento do betão em zonas comprimidas provocando a encurvadura da armadura longitudinal e possível rotura dos estribos devido à expansão do interior da secção. Pilares com baixas a médias esbeltezas e insuficiente armadura de esforço transversal, apresentam α_s entre 2.0 e 3.5 e possuem uma rotura mista (Elnashai e Di Sarno, 2008).

2.2.2.3. Danos nos nós de ligação Pilares/Vigas

Em estruturas porticadas, tem de ser dada igual atenção às características dos nós de ligação de pilares e vigas pois estes garantem a continuidade entre os elementos fazendo com que a estrutura se comporte como um todo.

A resistência da ligação não deve ser inferior à resistência do elemento menos resistente que lhe está ligado. Este requisito é fundamental e resulta da necessidade de se evitar a dissipação de energia através de mecanismos de degradação de resistência e rigidez da ligação associado ao facto de que a reparação dos nós de ligação ser de extrema dificuldade. Assim, admite-se que os nós de ligação se mantêm em regime elástico evitando a necessidade da sua reparação. Simplificadamente os nós de ligação diferenciam-se por nós de ligação interiores, exteriores e de canto. Os nós de ligação interiores encontram-se confinados devido aos esforços axiais introduzidos pela restrição das vigas. As lajes aumentam a resistência e rigidez das ligações, contudo nos nós de ligação exteriores, na maioria dos casos, não se consegue tirar partido desse efeito pois as deformações das lajes, provoca efeitos de torção que causam fendilhação por torção nas vigas, não se conseguindo assim o acréscimo de resistência e rigidez. Nos nós de ligação interiores, a pior situação para rotura corresponde à cedência de elementos de ambos os lados da ligação.

A rotura das ligações causaram diversos colapsos de edifícios de vários andares porticados e a maior parte dos danos verificados deveram-se à insuficiente capacidade dúctil dos elementos e ligações.

A figura 2.4 esquematiza os efeitos individuais e combinados de danos devido ao carregamento cíclico da ação sísmica nos diferentes tipos de nós de ligação.

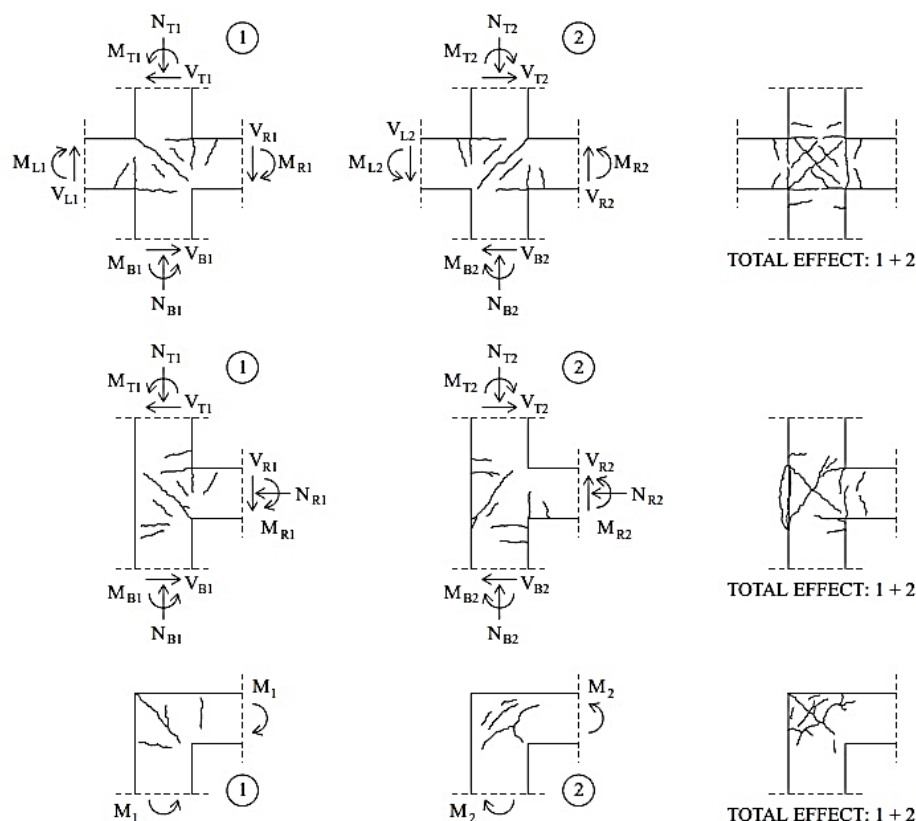


Figura 2.4 – Padrões de danos nos diferentes tipos de nós de ligação: (a) nó de ligação interior, (b) nó de ligação exterior e (c) nó de ligação exterior de canto (Elnashai e Di Sarno, 2008).

2.3. PRINCÍPIOS DA NÃO LINEARIDADE DOS MATERIAIS

Existem diferentes tipos de modelos constitutivos dos materiais que têm em conta a sua linearidade ou não linearidade e que, na presente dissertação, irão atender às necessidades de modelação pretendidas para o betão e o aço.

2.3.1. BETÃO

Testes uniaxiais em pilares de betão permitiram observar a degradação da resistência e de rigidez do betão durante um carregamento cíclico. Um carregamento cíclico consiste na carga e descarga de um carregamento. Resultados experimentais mostraram que a envolvente da relação de tensões-extensões do betão sob um carregamento cíclico é idêntica à curva de tensões-extensões obtida sob incrementos constantes de extensões. Observa-se ainda que a degradação de resistência é caracterizada pela localização de pontos comuns definidos pela intersecção de tramos de carga e recarga (Martínez-Rueda e Elnashai, 1997). A figura 2.5 mostra uma curva típica da relação de tensão e extensão associada ao carregamento cíclico do betão. Os modelos de caracterização do carregamento cíclico do betão são modelos que pretendem ter em conta os processos de degradação da resistência e rigidez.

O modelo adotado nas simulações numéricas desenvolvidas na presente monografia para a representação da não linearidade e características de confinamento foi o modelo não linear de Mander que adotou algumas considerações da degradação de resistência e rigidez propostas por Martínez-Rueda e Elnashai, pois o seu modelo apresentava alguns problemas de convergência numérica de resultados no caso de estruturas sujeitas a elevados deslocamentos (Mander et al., 1988; Martínez-Rueda e Elnashai, 1997). Uma variante deste modelo, que na generalidade apenas se diferencia pela modelação do confinamento, é o modelo de Madas e Elnashai (1997).

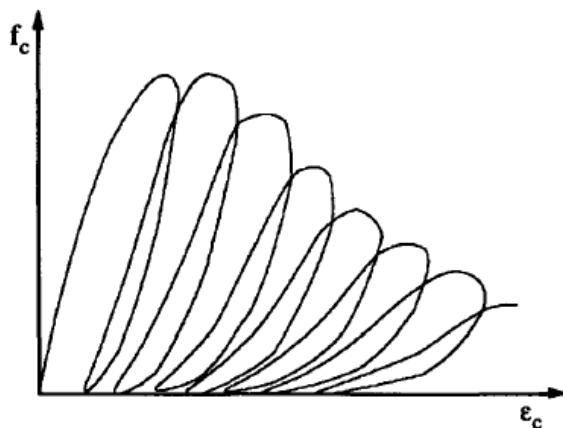


Figura 2.5 – Curva típica de tensão-extensão do betão sob carregamento cíclico (Martínez-Rueda e Elnashai, 1997).

A modelação pelo método adotado exige a definição de cinco parâmetros: resistência à compressão (f_c), resistência à tração (f_t), extensão na máxima tensão de compressão (ϵ_c), fator de confinamento (k_c) e peso específico (γ_c) (Seismosoft, 2012). A figura 2.6 representa uma curva típica de tensões-extensões do betão pelo método de Mander et al. (1988).

Alguns dos outros modelos do betão utilizados em estudos numéricos são: o modelo simplificado trilinear, modelo não linear para betões de alta resistência de Kappos e Konstantinidis, modelo não linear de Chang-Mander e modelo de Madas e Elnashai (Seismosoft, 2012).

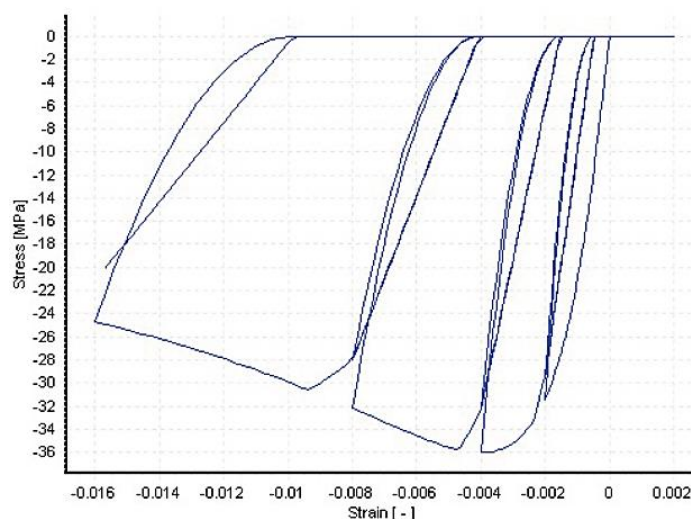


Figura 2.6 – Curva típica de tensão-extensão do betão sob carregamento cíclico pelo modelo de Mander et al. (1988) (Seismosoft, 2012).

2.3.2. Aço

O modelo utilizado nas simulações numéricas desenvolvidas na presente monografia para a caracterização do comportamento do aço foi o modelo bilinear. Este é um modelo uniaxial de tensão-extensão, com extensão de endurecimento cinemático que assume que a gama elástica se mantém constante depois da deformação plástica. A regra de endurecimento cinemático adotada é uma função linear do incremento de extensão plástica. Este modelo é facilmente calibrado pois necessita de poucos parâmetros para sua definição. Apesar deste método ser aproximado, devido à eficiência computacional derivada dessa característica e uma vez que a variação de resultados não é significativa, a sua utilização justifica-se (Song et al., 2000). A figura 2.7 representa um exemplo da curva de tensões-extensões do modelo bilinear. A caracterização deste modelo necessita apenas do módulo de elasticidade (E_s), da extensão de cedência (f_y), do coeficiente de endurecimento (μ) e do peso específico (γ_s).

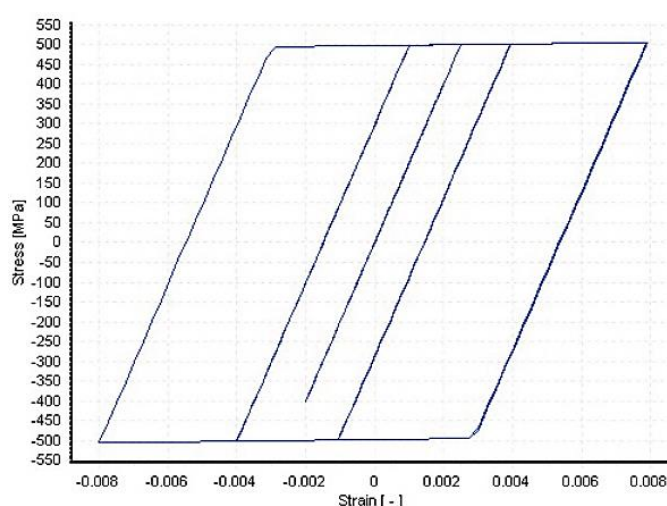


Figura 2.7 – Exemplo de curva de tensões-extensões do aço pelo modelo bilinear (Seismosoft, 2012).

Um modelo mais exato para a caracterização do comportamento do aço seria o modelo de Menegotto-Pinto. Este modelo uniaxial baseia-se no modelo de Yassin (1994) e, de forma simplificada, adquire as relações de tensão-extensão propostas por Menegotto-Pinto e as regras de endurecimento isotrópico propostas por Filippou et al. (1983). A aplicação deste método justifica-se em casos de carregamentos complexos, em estruturas de betão armado, caracterizados por mudanças de direção. Este modelo pode ser aplicado a varões de aço nervurado ou liso, encontrando-se o último ainda em diversas estruturas existentes. Os parâmetros que este modelo utiliza para a caracterização do comportamento do material são: o módulo de elasticidade (E_s), a tensão de cedência (f_y), o coeficiente de endurecimento (μ), o parâmetro da forma da curva de transição inicial (R_o), o coeficiente de calibração da forma da curva de transição, o coeficiente de calibração do endurecimento isotrópico, a extensão de rotura/encurvadura e o peso específico (γ_s) (Seismosoft, 2012). A figura 2.8 demonstra um exemplo da curva de relação de tensões e extensões pelo modelo de Menegotto-Pinto.

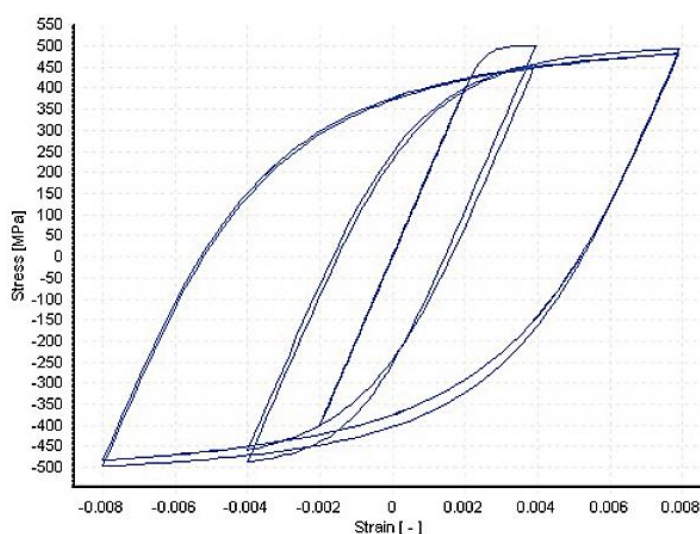


Figura 2.8 – Exemplo de curva de tensões-extensões do aço pelo modelo de Menegotto-Pinto (Seismosoft, 2012).

3

ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL

3.1. BREVE INTRODUÇÃO SOBRE OS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISES

A consideração de uma ação dinâmica numa estrutura pressupõe, de forma generalizada, que há uma imposição de diferentes ações (direção, sentido e intensidade) durante um certo período de ocorrência da mesma e que, num determinado instante, as ações instaladas e o seu efeito estão dependentes do comportamento que a estrutura experimentou anteriormente a esse instante. Existem dois grandes grupos de tipos de análise: estáticas e dinâmicas. Para se conhecerem as forças totais na estrutura é necessário incluir as forças que estão presentes na estrutura antes da ação dinâmica e as resultantes da ação dinâmica. Se os sistemas globais forem considerados lineares, as ações totais a atuar na estrutura podem ser determinadas pela combinação dos dois tipos de análises. Assim, para esses sistemas, assume-se uma análise estática considerando as ações permanentes e variáveis, e uma análise da resposta dinâmica da estrutura através da variação da ação ao longo do tempo. Esta sobreposição de análises é contudo restrita a sistemas lineares. A análise de sistemas não lineares não pode ser separada em duas partes distintas pois a análise dinâmica destes sistemas tem de ter em conta as ações e deformações existentes na estrutura no início da ação dinâmica. Esse pressuposto advém da necessidade de se estabelecer a rigidez inicial da estrutura para se poder iniciar a análise dinâmica (Chopra, 1995). Os dois grandes grupos de análise supracitados distinguem-se em diferentes tipos sendo apresentados de seguida e brevemente descritos, tendo por base os tipos de análise possíveis no programa de cálculo *SeismoStruct* (Seismosoft, 2012).

A *análise estática com carregamento não variável* é utilizada usualmente para a modelação de estruturas sujeitas a carregamentos estáticos permanentes. Se a estrutura se encontrar bem dimensionada, normalmente, a estrutura deverá manter-se em regime elástico linear ao longo deste tipo de análise.

A *análise estática pushover convencional* é frequentemente utilizada com o objetivo de se avaliar a resistência lateral das estruturas em resposta dinâmica. Neste tipo de análise é aplicado um carregamento que vai sendo incrementado até um limite estipulado pelo utilizador. O incremento na ação pode ser introduzido consoante se pretenda o controlo da força ou do deslocamento. No primeiro é definido o limite máximo do fator de carga e o número de patamares em que este deve ser dividido. No segundo caso, geralmente, pode utilizar-se um limite máximo de deslocamento pretendido consoante um número de incrementos ou então pode definir-se apenas o limite máximo de deslocamento efetuando o programa de cálculo de forma automática incrementos até que se obtenha o limite de deslocamento adotado.

A *análise estática pushover adaptada* possui o mesmo princípio geral da análise apresentada anteriormente contudo tem, no entanto, em conta o efeito da deformação na estrutura e o efeito da

frequência da resposta dinâmica pela introdução de movimento. Nesta análise os resultados de uma análise dos modos de vibração são levados em consideração, bem como o amortecimento da estrutura e as alterações nas características de rigidez.

A *análise estática no tempo* consiste na aplicação de forças, deslocamentos ou a combinação de ambos possuindo uma lei variável no tempo. Este tipo de análise é utilizado para se avaliarem modelos estáticos de estruturas sobre diferentes configurações de forças e deslocamentos.

A *análise dinâmica no tempo* é utilizada para se prever a resposta não linear das estruturas sujeitas à ação sísmica. Este tipo de análise permite a introdução de um acelerogramas nos apoios pretendidos, podendo utilizar-se a mesma lei para todos os apoios bem como leis diferentes. Este tipo de análise também permite a utilização de leis em representação de carregamentos repentinos, tais como explosões ou ações de impacto. Os programas de cálculo automático permitem considerar fatores de escala para as leis assumidas.

A *análise dinâmica incremental* foi a análise adotada na presente monografia para a caracterização da fragilidade sísmica de edifícios. Esta análise é em tudo semelhante à análise dinâmica no tempo, contudo a incremental assume logo à partida que o utilizador pretende a aplicação de incrementos de intensidade na ação considerada. Este tipo de análise é na maioria dos casos utilizada para se avaliar o comportamento da estrutura desde a sua gama elástica, à gama plástica e possivelmente até ao colapso. O objetivo deste capítulo é centralizar-se exclusivamente na análise adotada após a sua contextualização e introdução no presente trabalho.

A tabela 3.1 mostra a diferença da consideração de algumas propriedades entre uma análise estática e dinâmica. A representação do (*) significa que não se aplica à análise *pushover* adaptada.

Tabela 3.1 – Comparação entre requisitos da análise estática e dinâmica (adaptado de Elnashai e Di Sarno, 2008)

Propriedades	Análise Estática	Análise Dinâmica
Modelos detalhados	Sim	Sim
Representação de rigidez e resistência	Sim	Sim
Representação da Massa	Não*	Sim
Representação do Amortecimento	Não	Sim
Consideração de movimento	Não	Sim
Deslocamento alvo	Sim	Não
Distribuição de ações fixa	Sim*	Não
Análise de pequena duração	Sim	Não

Para além dos métodos acima mencionados existem métodos simplificados, aplicados à análise sísmica, que são permitidos em algumas normas. O Eurocódigo 8 parte 1 (EN 1998, 2010), refere que consoante as características estruturais do edifício poderá utilizar-se dois dos tipos seguintes de análise elástica linear: o método de análise por forças laterais e a análise modal por espectro de resposta. Esta

norma diz ainda que como alternativa aos métodos lineares previstos, os métodos não lineares que se poderão utilizar são: a análise estática *pushover* e a análise dinâmica no tempo, estando implícito que neste último se inclui a análise dinâmica no tempo e incremental (EN 1998, 2010).

As disposições da *NEHRP*, por sua vez, permitem a utilização de cinco tipos de análises para se determinar a resistência lateral e para avaliar se a estrutura tem rigidez lateral suficiente para se controlar os níveis de *drift*. A escolha entre os diferentes tipos de análise está dependente do critério de dimensionamento sísmico e das características de regularidade da estrutura. As disposições da *NEHRP* consideram o método das forças equivalentes, o método de análise de espectro de resposta, a análise dinâmica linear, a análise não linear e a análise de interação entre o solo e a estrutura, sendo que este último aparece na maioria dos casos como um complemento na utilização das restantes análises (BSSC, 2003).

3.2. ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL

3.2.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS E OBJETIVOS

A análise dinâmica incremental (IDA) (Vamvatsikos, 2002), como já referida anteriormente, é um tipo de análise não linear que tem vindo a ganhar cada vez mais importância. Esta metodologia relativamente recente, apresenta-se como um método mais minucioso na estimativa do desempenho estrutural sob a ação sísmica. A utilização deste modelo consiste na realização de várias análises dinâmicas não lineares, adotando acelerogramas adequados e representativos do cenário pretendido, sendo cada um deles escalado para simular diferentes níveis de intensidade. Os fatores de escala são selecionados de forma cuidada com o intuito de levar a estrutura a percorrer desde a gama do seu comportamento elástico, até ao seu comportamento plástico e finalmente até causar a sua instabilidade global provocando assim o seu colapso. O objetivo geral da IDA é criar um número significativo de resultados que relacionam um determinado parâmetro da resposta estrutural (*Engineering Demand Parameter*) com o nível de intensidade de forma a avaliar-se o risco sísmico através do correto tratamento probabilístico dos resultados.

A análise dinâmica incremental é o método amplamente utilizado na atualidade e alguns dos seus objetivos e vantagens apresentam-se de seguida.

- (i) Cuidadosa compreensão entre a gama de resposta da estrutura e os diferentes níveis de registos sísmicos (acelerogramas). O tratamento de dados é efetuado segundo um ou mais parâmetros de resposta em função do pico correspondente a diferentes intensidades, permitindo ao utilizador a correta compreensão do comportamento da estrutura.
- (ii) Melhor compreensão das implicações estruturais de registos de vibração de solo mais raros e severos. A possibilidade de escolha das características dos acelerogramas, bem como a sua divisão em diferentes intensidades, permite perceber como se comporta a estrutura para níveis de intensidade severos encontrando assim os limites associados às características da estrutura.
- (iii) Melhor compreensão do conteúdo da resposta estrutural à medida que a intensidade da vibração de solo aumenta. Os acelerogramas são selecionados para uma determinada aceleração de pico e posteriormente são escalados para o incremento de aceleração pretendido, obtendo-se assim o número de fatores de escala ou número de intensidades que serão necessárias para atingir o pico. Para cada intensidade ensaiada, o utilizador tem a possibilidade de monitorizar o comportamento da estrutura segundo diferentes parâmetros que pretenda controlar, podendo então observar, por exemplo, os padrões de

deformação máximos em altura e o processo de alteração das condições de resistência e rigidez.

- (iv) Produzir estimativas da capacidade dinâmica global da estrutura. A utilização da IDA permite não só o controlo das exigências ao nível dos elementos estruturais, definidos pelas normas de dimensionamento sísmico (por exemplo o Eurocódigo 8), como também avaliar o comportamento global da estrutura através dos mecanismos que se formam e dos limites de *drifts* como por exemplo, os limites propostos por ASCE (2007).
- (v) Possibilidade de comparação de resultados obtidos por diferentes parâmetros entre diferentes acelerogramas. A utilização de acelerogramas distintos e a correta análise do comportamento da estrutura permite que se possam aferir alguns comentários entre um conjunto de acelerogramas com determinadas características em comum (Vamvatsikos, 2002).

3.2.2. CONCEITOS EM ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL

Na abordagem do presente capítulo já foi mencionado algumas vezes o conceito de **intensidade** (fator de escala ou IM), contudo é importante salientar que este não se refere diretamente aquelas medidas quantitativas que caracterizam o acontecimento sísmico, pois nessas o processo a adotar para o escalonamento dos acelerogramas não é evidente. O conceito de intensidade na IDA continua na mesma interligado com a dimensão do acontecimento porém não recorre, por exemplo, à escala modificada de intensidade de Mercalli ou à escala de magnitude de momento passando estas a serem encaradas como não escaláveis. As quantidades mais utilizadas para a definição das características dos acelerogramas e possível escalonamento em IDA são, por exemplo, a aceleração de pico do movimento de solo (*Peak Ground Acceleration*), a velocidade de pico do movimento de solo (*Peak Ground Velocity*), a aceleração espectral da estrutura para o período do primeiro modo de vibração e o fator de normalização R (equivalente ao fator de redução de cedência, Chopra 1995).

Um dos principais objetivos do estudo elaborado consiste na avaliação das implicações da ação sísmica nas estruturas de edifícios. Os **danos** na estrutura derivam da obtenção de resultados sobre os parâmetros de resposta selecionados após realizar as análises dinâmicas. Adotada a análise dinâmica incremental, é aconselhável selecionar dois ou mais parâmetros para avaliação de dano, tentando assim abranger diferentes características da resposta estrutural, dos estados limite a considerar e os possíveis modos de rotura. Alguns dos parâmetros a considerar podem ser o corte basal, as rotações nos nós, os deslocamentos e as acelerações. A escolha de alguns desses parâmetros torna-se contudo quase obrigatória dependendo das características dos elementos que constituem o edifício. Os elementos não estruturais, como aparelhos mecânicos e elétricos, são sensíveis às acelerações. Assim para se avaliar os danos provocados nestes elementos, para posteriormente se poder incluir num possível custo de reparação, as acelerações têm de ser consideradas como um parâmetro a monitorar. Por sua vez, em elementos estruturais e não estruturais (paredes divisórias, painéis de enchimento, entre outros) é necessário analisar os *drifts* pois o seu dano é mais sensível a este parâmetro de resposta.

Executada a IDA para todos os acelerogramas selecionados, os resultados de pós-processamento apresentam-se em panorama global sob a forma de **curvas IDA** e existem tantas curvas quantos acelerogramas e intensidades tiverem sido consideradas. As curvas IDA representam a resposta estrutural sob a forma de medida de intensidade escalar adotada pelos parâmetros de resposta (EDP) escolhidos. A apresentação dos resultados nesta forma não dá para ter uma visualização e

interpretação pormenorizada da resposta estrutural, contudo pode fornecer algumas aferições de interesse, como por exemplo, a identificação da passagem de regime linear elástico para regime não linear, possível colapso da estrutura, valores de pico do EDP, visualização de fenómenos de degradação das características da resposta estrutural, entre outros.

Para se analisar de forma apropriada o desempenho da estrutura é então importante dar outro tipo de tratamento aos resultados obtidos e apresentados pelas curvas IDA, partindo para a análise da **capacidade** da estrutura e dos seus elementos. Nesta fase, a bibliografia consultada (Vamvatsikos, 2002), faz referência a duas metodologias: uma baseada na avaliação de dano e outra baseada na avaliação da medida de intensidade. A primeira consiste em avaliar os danos provocados na estrutura ao abrigo das normas de dimensionamento sísmico, adotando as disposições dos diferentes estados limite e regista-se assim o momento em que estes são ultrapassados. Percorrem-se assim os limites do menos severo, ao mais severo. Em alternativa, a metodologia baseada na medida de intensidade, surge com o objetivo de se determinar a capacidade de colapso da estrutura pela identificação de um único ponto da curva IDA que separa o colapso do não colapso.

Perante estas duas metodologias facilmente se entende que a primeira é mais simples e mais fácil de aplicar, e fornece informação sobre a estrutura em diferentes níveis de comportamento. Sobre a segunda metodologia percebe-se que identificar um único ponto para a estrutura entre o colapso e não colapso é praticamente impossível, pois as curvas IDA vão apresentar diferentes características indicando diferentes pontos nas diferentes curvas. Esta segunda metodologia tem, no entanto, o seu interesse pois fornece uma região de colapso da estrutura. A metodologia utilizada no caso de estudo foi a baseada na medida de danos e é importante referir que esta metodologia pode falhar na determinação da capacidade de colapso. No entanto se o modelo for suficientemente adequado, o colapso pode ser identificado pela não convergência da análise em vez da obtenção de resultados. Neste patamar percebe-se a importância de se possuir um número significativo de análises dinâmicas que consigam fornecer uma correta visualização do comportamento da estrutura. Como consequência da posse de várias IDAs e para possibilitar uma adequada discussão de resultados, tem de ser efetuado, um tratamento estatístico adequado dos mesmos (Vamvatsikos, 2002).

3.2.3. PROCEDIMENTO RESUMO DE APLICAÇÃO DA IDA

A implementação da análise dinâmica incremental assume o decorrer de vários patamares que se repetem tantas vezes quantas IDAs forem realizadas. O número de IDAs é definido pela quantidade de acelerogramas considerados e a quantidade de análises dinâmicas equivale ao número de acelerogramas multiplicado pelo número de fatores de intensidade. No capítulo 5 serão exploradas com maior pormenor as etapas mencionadas, bem como as considerações adotadas para o caso de estudo abordado. De seguida apresenta-se uma lista das etapas a seguir para uma única realização de IDA:

- (i) Definir o registo sísmico adequado;
- (ii) Definir uma medida de intensidade escalável;
- (iii) Definir pelo menos duas medidas de dano (deslocamentos, acelerações, corte, rotações, entre outras);
- (iv) Definir o conjunto de fatores de escalonamento da medida de intensidade;
- (v) Aplicar os fatores de escalonamento ao registo sísmico;
- (vi) Executar a análise dinâmica no modelo estrutural;

- (vii) Avaliar as medidas de dano consideradas em função da medida de intensidade;
- (viii) Repetir os dois últimos passos percorrendo as intensidades seguintes.

4

APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

4.1. PROGRAMA DE CÁLCULO

O programa de cálculo automático selecionado para a elaboração das análises dinâmicas incrementais foi o SeismoStruct (SeismoSoft, 2012). Este programa de cálculo caracteriza-se por ser um programa de elementos finitos que tem capacidade de analisar o comportamento de estruturas sujeitas a elevados deslocamentos devido a ações estáticas e dinâmicas considerando a não linearidade geométrica e a capacidade plástica dos materiais. O SeismoStruct permite a utilização de modelos em 2D ou 3D e apresenta-se dividido em três grandes secções, uma de pré-processamento onde se definem todas as características do modelo estrutural, a secção de processamento onde é executada a análise e outra de pós-processamento onde se situa a saída de resultados. A figura 4.1 representa um esquema da interface gráfica do programa de cálculo automático adotado.

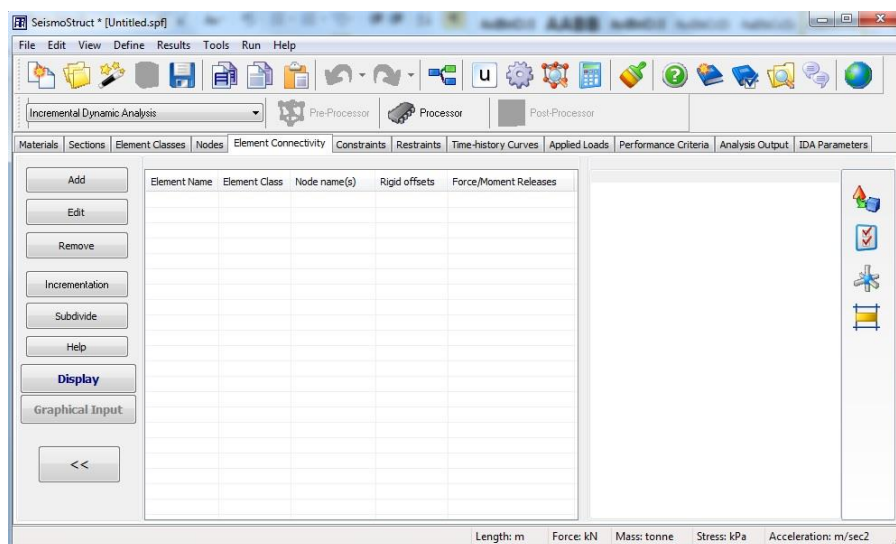


Figura 4.1 – Esquema da interface gráfica do programa de cálculo automático SeismoStruct.

4.2. MODELO ESTRUTURAL

4.2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

O edifício selecionado foi um edifício não dimensionado à ação sísmica construído em Itália na década de 1970 (Cosenza, 2000) que se considera representativo de um conjunto de edifícios com

características estruturais para se aplicar à realidade da zona sísmica de Lisboa. Assim, poderá dizer-se que, possuindo uma variada gama de estruturas com características semelhantes e corridas as análises sísmicas, fica-se em posse de uma série de dados que permitam aferir conclusões mais próximas da realidade que se verifica em termos de segurança e custos de reparação. Na figura 4.2 encontra-se representada uma planta estrutural do edifício do primeiro piso, sendo que o pórtico a analisar (figura 4.3) se encontra definido pelo alinhamento 4.

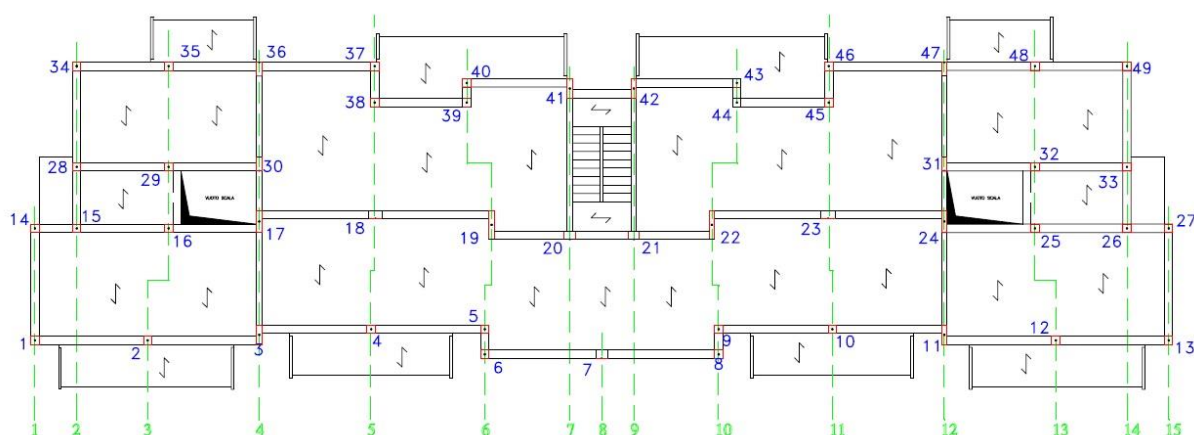


Figura 4.2 – Planta do edifício em estudo (Cosenza, 2000).

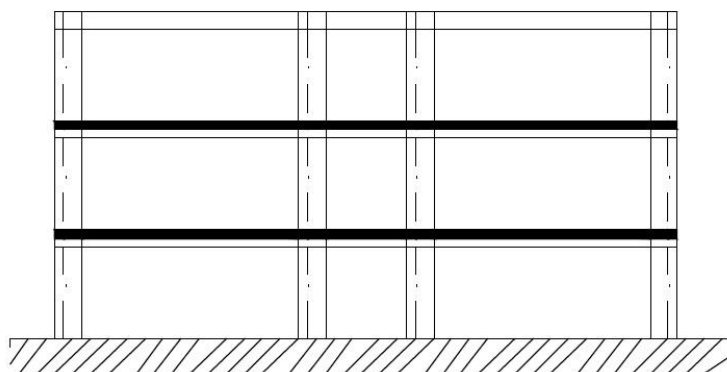


Figura 4.3 – Esquema representativo do pórtico bidimensional do caso de estudo - alinhamento 4 (Marques, 2011).

A estrutura analisada possui vãos de 4.05m, 2.00m e 3.50m com altura máxima de 9.25m distribuída por três pisos com 2.75m, 3.25m e 3.25m.

4.2.2. MATERIAIS

Os materiais utilizados no modelo do pórtico foram o betão e o aço. Na caracterização destes adotaram-se modelos de descrição não linear dos mesmos como já referido no Capítulo 2.3.1. e 2.3.2. tendo sido considerado o modelo de Mander et al. (1988) para o betão, e o modelo bilinear para o aço.

As características consideradas para o betão foram modeladas em três categorias que se distinguem apenas pelo fator de confinamento e apresentam-se de seguida na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Características consideradas na modelação do betão.

	Confinado 1	Confinado 2	Não confinado
Resistência de Compressão (kPa) - f_c	20750	20750	20750
Resistência à tração (kPa) - f_{ct}	10	10	10
Extensão na tensão máxima (m/m) - ϵ_c	0,005	0,005	0,005
Fator de confinamento - k_c	1,1	1,2	1,0
Peso Específico (kN/m ³) - γ_s	0	0	0

A necessidade de terem sido modelados três tipos de betões deve-se à necessidade de modelar diferentes características de confinamento devido a duas situações observadas. A primeira deve-se ao facto de haver necessidade de atribuir menor confinamento no betão exterior das secções e um certo grau de confinamento no betão existente na zona interior restringida pelas armaduras transversais. O segundo motivo deve-se ao facto de o programa de cálculo não permitir a consideração direta de armadura de esforço transversal, contudo a existência desta fica salvaguardada pois o próprio programa de cálculo, uma vez que permite a modelação não linear do betão pelo método de Mander et al. (1988) e que este é um método que tem em conta o efeito de confinamento pela armadura transversal, permite o cálculo desse fator de confinamento. A figura 4.4 mostra o modelo considerado para a determinação do núcleo confinado efetivo para armadura de esforço transversal retangular.

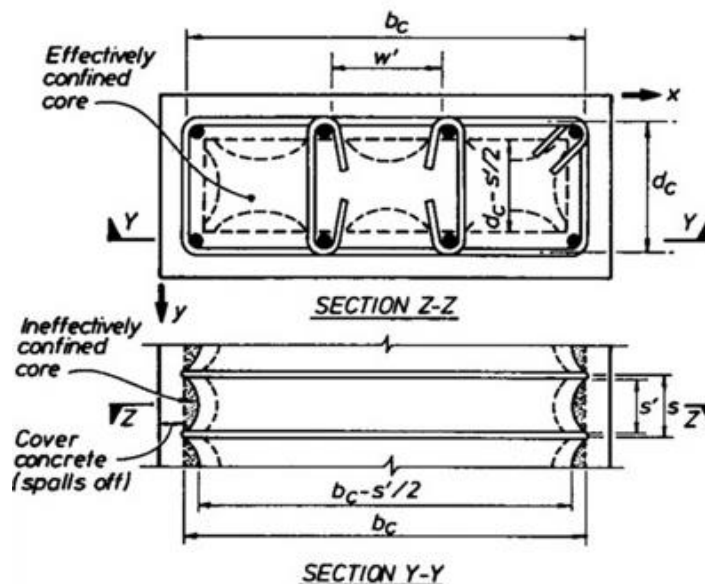


Figura 4.4 – Modelo considerado para determinação do núcleo confinado efetivo para armadura de esforço transversal retangular (Mander et al., 1988).

Nas características dos materiais, o peso específico dos materiais foi retirado, pois considerou-se a massa concentrada nos nós (ver capítulo 4.2.6.).

As características consideradas para o aço são apresentadas na tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Características consideradas na modelação do aço.

Dados Aço	
Módulo de Elasticidade (kPa) - E	$2,11 \times 10^8$
Tensão de cedência (kPa) – fy	380000
Parâmetro de extensão de endurecimento	0,00326
Extensão de encurvadura	0,06
Peso Específico (kN/m ³) - γ_s	0

4.2.3. SECÇÕES

A figura 4.5 representa um esquema estrutural do pórtico do caso de estudo com a identificação das secções de pilares e a massa da estrutura considerada nos nós.

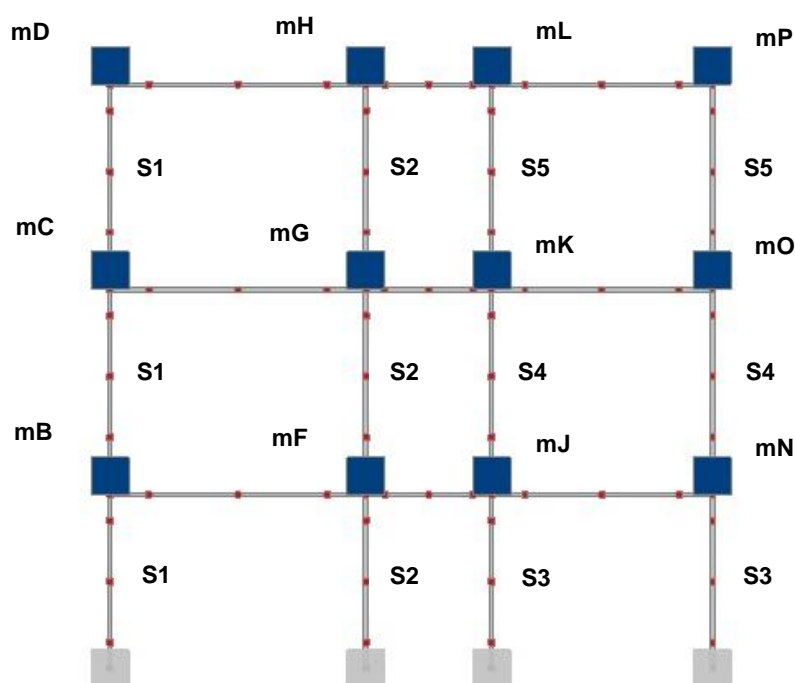


Figura 4.5 – Pórtico Mod4 com indicação das secções e das massas aplicadas nos nós.

Os tipos de secções podem ser definidos segundo uma variada gama de tipos de secções que, de forma geral, podem ser secções constituídas por um único material, de betão reforçado e compostas. O caso de estudo considerado é uma estrutura porticada constituída por vigas e pilares de secção retangular de betão armado. Neste ponto, definem-se as diferentes secções atribuindo a cada uma delas as suas dimensões, o tipo de betão da camada exterior e interior (ver capítulo 4.2.1) e a distribuição da armadura longitudinal. Na figura 4.6 estão representadas as secções transversais de pilares e vigas considerados no pórtico, sendo que a única secção de viga que se encontra representada se remete para

a secção existente no extremo dos vãos de viga que será a zona de interesse para o estudo efetuado na presente monografia. Os materiais atribuídos ao betão para as secções de pilares e remetendo para a tabela 4.1 foram o betão confinado para a zona interior e o betão não confinado para a camada exterior. No caso da secção da viga representada na figura 4.6, referente às zonas extremas de tramo, considera-se o betão confinado 2 na camada interior e o não confinado na camada exterior.

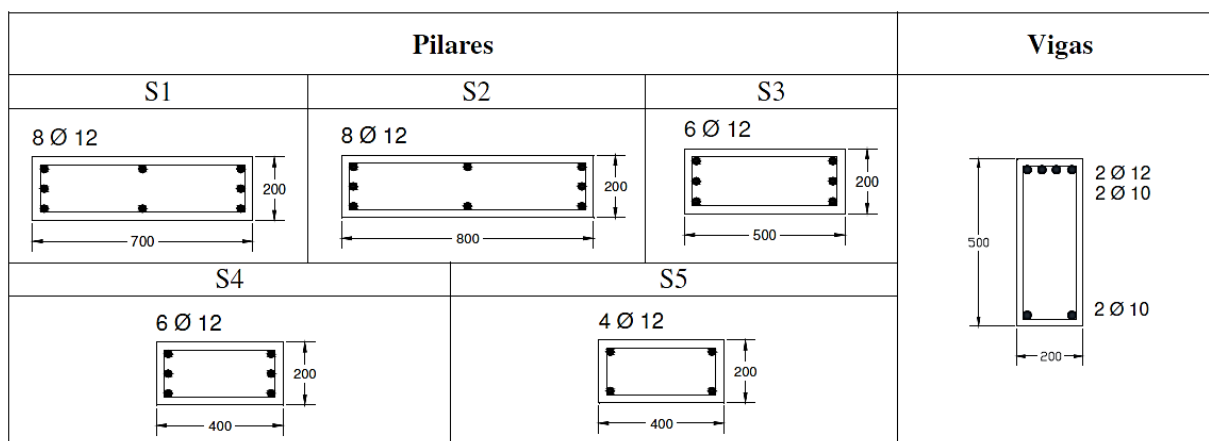


Figura 4.6 – Secções transversais de pilares e vigas do modelo de pórtico (Marques, 2011).

4.2.4. CLASSE DOS ELEMENTOS

A classificação dos elementos possibilita a representação de forma cuidada dos elementos estruturais (vigas, pilares, paredes, ligação viga-pilar) e elementos não estruturais (dispositivos de dissipação de energia, painéis de enchimento), mas também modelar as condições fronteira (flexibilidade das fundações, isolamento sísmico, entre outros). As possíveis classes a considerar no programa de cálculo automático dividem-se em dez categorias diferentes:

- (i) Elementos inelásticos de pórtico baseado na força (*infrmFB*),
- (ii) Elementos inelásticos de pórtico baseado no deslocamento (*infrmDB*),
- (iii) Elementos inelásticos de rótulas plásticas baseado na força (*infrmFBPH*),
- (iv) Elementos elásticos de pórtico (*elfrm*),
- (v) Elementos inelásticos de treliça (*truss*),
- (vi) Elementos de ligação viga-pilar,
- (vii) Elementos de massa,
- (viii) Elementos de amortecimento.

No que importa às características do caso de estudo, a caracterização da não linearidade dos elementos é normalmente definida por um modelo de fibras ou por um modelo de rótulas plásticas. O modelo de fibras admite a distribuição de incursões plásticas ao longo do comprimento dos elementos em função das extensões que se vão verificando e o modelo de rótulas plásticas considera que a plasticidade se encontra localizada nas extremidades dos elementos. O modelo de rótulas plásticas é um modelo mais simplificado e por si só torna o processamento da análise mais rápido que no caso do modelo de fibras. No entanto as principais vantagens do modelo de fibras caracterizam-se pela: grande pormenorização

da secção, possibilidade de localização onde a não linearidade se instala, dispensabilidade de calibração inicial e de definição de um comprimento onde possa ocorrer a não linearidade. A formulação por fibras tem em conta o comportamento histerético dos elementos tendo por base os respetivos modelos de comportamento dos materiais e a não linearidade é simulada a nível longitudinal e transversal onde a inelasticidade está instalada (Rocha, 2011). A não linearidade dos elementos de barra é determinada pelos pontos de integração onde se avalia a resposta não linear do estado de tensão-extensão do conjunto de fibras em que a secção está subdividida (ver figura 4.7). Assim, pode dizer-se que o elemento de barra está sujeito a uma discretização longitudinal e transversal.

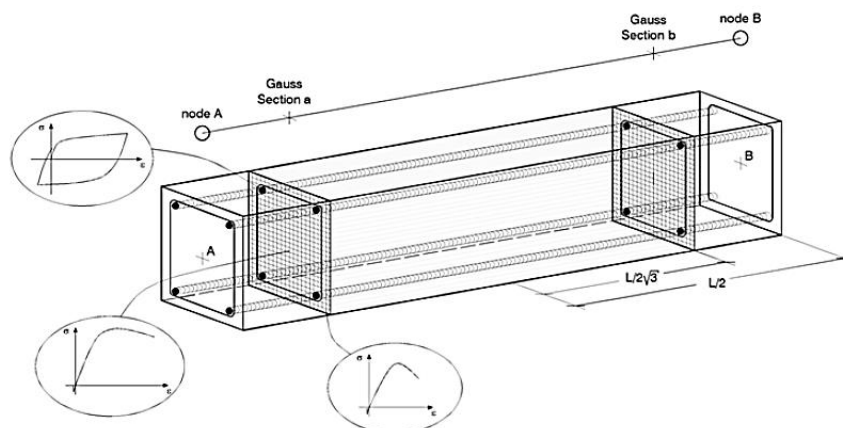


Figura 4.7 – Elemento de barra adotando a modelação de distribuição de não linearidade pelo modelo de fibras (discretização longitudinal) (Seisimosoft, 2012).

A discretização da secção transversal através de um modelo por fibras pode envolver uma de duas formulações de elementos finitos (*FE*): baseada nos deslocamentos (Hellesland e Scordelis, 1981; Mari e Scordelis, 1984) e baseada nas forças (Alemdar e White, 2005).

No regime linear elástico, como é fácil perceber, os dois modelos apresentam os mesmos resultados. Contudo os dois modelos não lineares podem apresentar diferentes resultados no regime plástico. De uma forma geral, sabe-se que a utilização do método dos deslocamentos está dependente do modelo constitutivo adotado para os materiais e necessita de maior discretização do elemento longitudinal e transversalmente, enquanto o modelo baseado em forças é considerado exato e necessita apenas de um número mínimo de pontos de *Gauss* (4 pontos).

O modelo considerado foi o baseado nos deslocamentos e tal escolha justifica-se porque:

- (i) No programa de cálculo utilizado, a modelação das alterações de armadura longitudinal das vigas tem de ser efetuada recorrendo a vários tramos por elemento. Nesse sentido, e aproveitando tal necessidade, adotaram-se quatro tramos que de forma automática assumem oito pontos de integração de *Gauss*, estando assim encontrado o número de secções de controlo recomendadas na bibliografia do programa de cálculo (Seisimosoft, 2012). Todos os elementos de barra (pilares e vigas) foram modelados com quatro tramos (ver figura 4.8).
- (ii) Considerou-se uma discretização transversal (malha de elementos finitos) recomendada para secções com mais do que um material (betão camada exterior, betão camada interior e aço) de duzentas fibras (Seisimosoft, 2012).

- (iii) Acautelando estas duas situações requeridas para a modelação baseada nos deslocamentos, e uma vez que esta a análise computacional é mais rápida, considera-se o modelo suficientemente ajustado para fornecer resultados adequados.



Figura 4.8 – Elemento dividido em quatro tramos e respetivos pontos de integração de Gauss atribuídos.

4.2.5. LIGAÇÕES E APOIOS

Definidos todos os materiais e secções do pórtico surge a necessidade neste ponto de atribuir à estrutura a sua ligação ao exterior e os seus graus de liberdade. Todos os nós que definem a estrutura viram o seu movimento bloqueado de translação y (fora do plano do pórtico), rotação em x e rotação em z (ver figura 4.9).

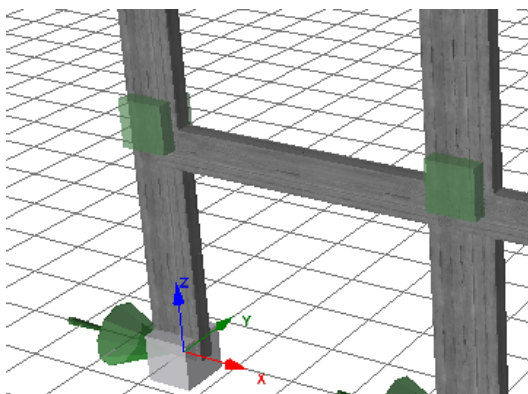


Figura 4.9 – Representação do plano do pórtico e do referencial de eixos.

Os nós de ligação na modelação são considerados inicialmente encastrados e à medida que vão sofrendo danos, a rigidez da ligação vai sendo alterada. Os nós representativos das fundações foram impedidos em translação e rotação segundo os três eixos.

As fundações, no caso de estudo apresentado, encontram-se então encastradas com rigidez infinita. A temática das fundações é alvo de muito interesse pela engenharia sísmica, pois a ação sísmica entra na estrutura através das fundações. O objeto de estudo das fundações não só se centra na ligação da fundação com a estrutura como também na interação entre o solo e a fundação. As fracas ligações entre as fundações e a superestrutura podem causar o corte na ligação com a superestrutura e/ou derrube prematuro. Assim, é importante que estas possuam capacidade suficiente para acautelar esta situação. A figura 4.10 apresenta as consequências de uma parede com resistência na ligação fundação-parede e do caso onde essa ligação foi assegurada. Na imagem facilmente se identifica que na situação da esquerda o deslocamento máximo foi atingido logo na ligação, enquanto no seu caso oposto (à direita) o deslocamento máximo foi atingido apenas no topo.

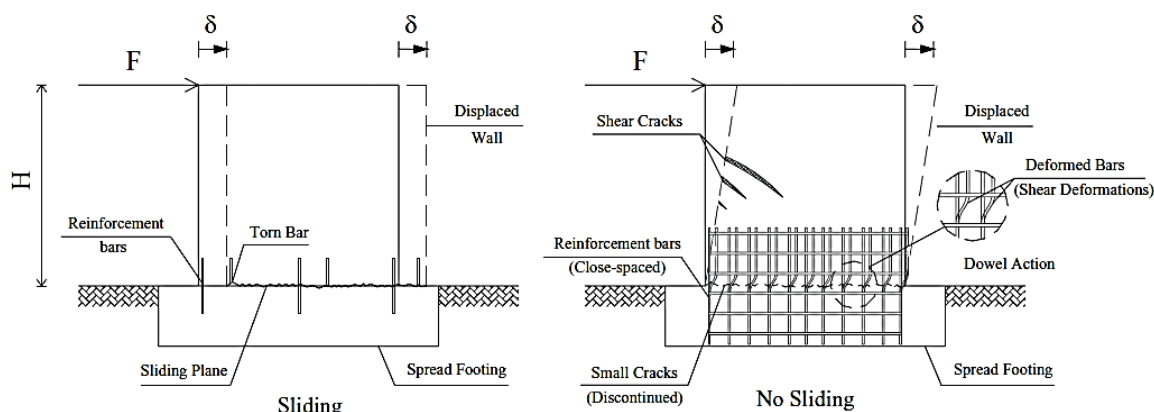


Figura 4.10 – Representação de uma parede estrutural em situação com inadequada capacidade resistente na ligação fundação-superestrutura provocando deslizamento (*sliding*) e em situação com resistência adequada (*no sliding*) (Elnashai e Di Sarno, 2008).

A interação solo-estrutura pode condicionar significativamente a resposta da estrutura durante um sismo. Para estruturas fundadas em rocha ou solos duros, o movimento da fundação será essencialmente aquele que deve existir no solo ao nível da fundação na ausência de estrutura (vibração em terreno livre). Para solos macios, no entanto, o movimento da fundação difere da vibração em terreno livre devido ao acoplamento do solo e da estrutura durante o sismo. Esta interação resulta da dispersão das ondas sísmicas na fundação e da criação de energia da estrutura devido às vibrações estruturais. Assim, a resposta dinâmica da estrutura suportada em solos macios pode divergir substancialmente, no conteúdo de amplitude e frequência da resposta, da resposta de uma estrutura idêntica fundada em rocha ou solo duro. A consideração de encastramentos perfeitos no modelo pode parecer grosseira, no entanto, é o tipo de estrutura e a sua fundação que determinam a importância do estudo de interação solo-estrutura. Os efeitos da interação solo-estrutura geralmente são ignorados para estruturas convencionais que não possuam fundações com alguma profundidade de solo mas, mesmo em estruturas convencionais com fundações a alguma profundidade, se estes fenómenos forem ignorados essa situação leva geralmente a um dimensionamento conservativo. A situação ideal seria ter em conta sempre tais efeitos para não cair numa situação que possa não ser conservativa ou para prevenir um caso de excessivo sobredimensionamento. Contudo, sabe-se que a análise destes efeitos são estritamente obrigatórios em estruturas cuja exigência de resposta é muito elevada, como o caso de centrais nucleares ou barragens (Chen e Scawthorn, 2003).

4.2.6. MASSA DA ESTRUTURA

A massa da estrutura podia ser modelada por uma de duas hipóteses, massa distribuída (*dmass*) ou massa concentrada (*lmass*). A consideração da massa distribuída é efetuada de forma automática pelo programa de cálculo ao serem atribuídos os pesos específicos dos materiais a utilizar. A consideração da massa concentrada obriga à não consideração do peso específico dos materiais (ver tabela 4.1) e a definição da massa equivalente concentrada nos nós do pórtico, podendo nestas ser estipulada a direção onde se pretende que essa massa esteja aplicada e o instante de tempo em que se pretende que essa massa seja ativada e desativada. No modelo do caso de estudo optou-se pela consideração da massa concentrada nos nós de ligação viga-pilar e esta justifica-se apenas porque a utilização de modelos com massa distribuída são inevitavelmente mais demorados, no que respeita aos tempos de análise do programa de cálculo automático, do que modelos com massa concentrada. A determinação

da massa a concentrar em cada nó foi obtida pela consideração de distribuição de metade da massa dos elementos que lhes estão ligados. A tabela 4.3 representa as massas consideradas.

Tabela 4.3 – Massas concentradas em toneladas (t) com referência aos nós de ligação viga-pilar (ver figura 4.5).

Massa concentrada nos nós de ligação (toneladas)							
mB=	8,05	mF=	15,48	mK=	4,48	mN=	8,66
mC=	8,21	mG=	15,79	mJ=	4,57	mO=	8,83
mD=	5,86	mH=	11,27	mL=	3,26	mP=	6,30

4.2.7. PERÍODO DA ESTRUTURA E AMORTECIMENTO

Definido o modelo estrutural do pórtico, determinou-se o período da estrutura através de uma análise modal no próprio programa de cálculo. A figura 4.11 representa a deformada dos três primeiros modos de vibração sendo o primeiro o mais importante.

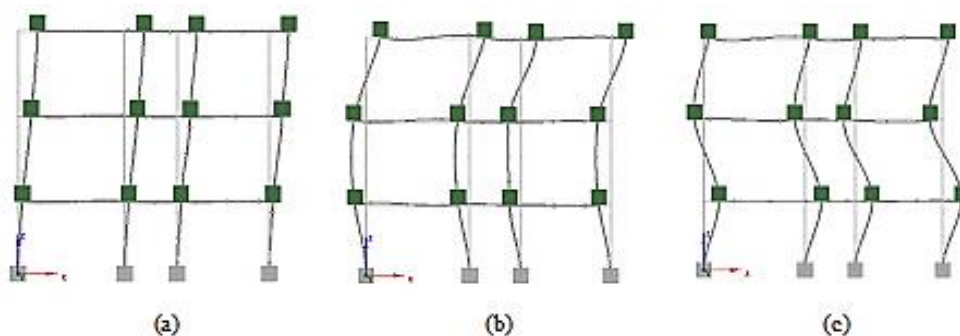


Figura 4.11 – Deformada dos três primeiros modos de vibração do pórtico em estudo: (a) 1º modo, (b) 2º modo e (c) 3º modo.

Os resultados obtidos para o período da estrutura nos três primeiros modos de vibração encontram-se apresentados na tabela 4.4. Foi apenas utilizado o período do primeiro modo, pois o modelo considerado para a modelação do amortecimento foi o de amortecimento proporcional à rigidez e este só necessita do período do primeiro modo de vibração.

Tabela 4.4 – Períodos de vibração da estrutura para os três primeiros modos de vibração.

	Período (s)
1º Modo	0,3398
2º Modo	0,1038
3º Modo	0,0591

O amortecimento é uma fonte de dissipação de energia nas estruturas e existem diferentes tipos. O amortecimento histerético, que é responsável pela maior quantidade de dissipação de energia sob ação sísmica, está incluído na consideração do modelo cíclico não linear de fibras. No entanto, existe uma quantidade relativamente pequena de amortecimento não histerético que também é mobilizado durante

a resposta dinâmica das estruturas. Este amortecimento não histerético encontra-se presente, por exemplo no atrito entre elementos estruturais, e não foi acautelado nas definições do caso de estudo.

O programa de cálculo possibilita a escolha entre três tipos de amortecimento não histerético:

- (i) Proporcional à rigidez,
- (ii) Proporcional à massa,
- (iii) de *Rayleigh*.

O amortecimento de *Rayleigh*, que é proporcional à massa e à rigidez, adota um valor de amortecimento viscoso equivalente (ξ) que pode variar entre 1% e 8% dependendo dos materiais utilizados, do tipo de estrutura, entre outros. Este conceito de amortecimento viscoso equivalente, contudo não é consensual na comunidade científica e provoca na maioria alguma relutância na sua utilização para se modelarem as características de dissipação de energia que não foram acauteladas. Alguns autores (Wilson, 2001) sugerem que o amortecimento de *Rayleigh* deve ser totalmente evitado e outros (Priestley e Grant, 2005) recomendam a sua utilização com prudência. Priestley e Grant (2005) sugerem a utilização do amortecimento proporcional à rigidez e subdividem-no em amortecimento proporcional à rigidez inicial e tangente, tendo sido este último comprovado como possivelmente a opção mais adequada para estruturas comuns e o utilizado no presente trabalho. O amortecimento proporcional à massa segue praticamente os mesmos pressupostos do proporcional à rigidez, com a diferença que o primeiro se relaciona com a matriz de massa e o segundo com a matriz de rigidez. O amortecimento proporcional à massa torna-se inadequado se uma estrutura for insensível ao movimento de corpo rígido, pois este irá simular uma dissipação de energia irrealista (Seismosoft, 2012).

O amortecimento não histerético é então introduzido no cálculo através de um coeficiente multiplicador da matriz de rigidez e/ou da matriz de massa. O multiplicador do amortecimento proporcional à matriz de rigidez encontra-se exposto na equação 4.1. O multiplicador do amortecimento proporcional à massa encontra-se exposto na equação 4.2. Os multiplicadores do amortecimento de *Rayleigh* são definidos pelas equações 4.3 e 4.4.

$$\alpha_k = \frac{T\xi}{\pi} \quad (4.1)$$

$$\alpha_M = \frac{4\pi\xi}{T} \quad (4.2)$$

$$\alpha_M = 4\pi \frac{\xi_1 T_2 - \xi_2 T_1}{T_1^2 - T_2^2} \quad (4.3)$$

$$\alpha_k = \frac{T_1 T_2}{\pi} \frac{\xi_2 T_1 - \xi_1 T_2}{T_1^2 - T_2^2} \quad (4.4)$$

Estes amortecimentos dependem assim apenas do período da estrutura e do rácio de amortecimento correspondente ao tipo de estrutura. Para estruturas de betão armado, a grande maioria da bibliografia assume que o rácio de amortecimento esteja na ordem dos 2 a 3% de amortecimento crítico (Seismosoft, 2012), tendo sido adotado o valor mais conservativo, ou seja, aquele que irá dissipar menos energia e se verifica como mais penalizador para a estrutura (2%).

4.3. AÇÕES DINÂMICAS

No caso de estudo definiu-se a utilização de acelerogramas artificiais e acelerogramas reais, na perspectiva de se avaliarem os resultados obtidos e de se poder aferir conclusões acerca da utilização de uns e de outros. Os acelerogramas artificiais, de uma forma muito simplificada, são criados de base para uma aceleração de pico e um espectro de resposta pretendidos. Os acelerogramas reais são acelerogramas que foram registados de sismos ocorridos e que posteriormente são tratados para todos apresentarem a aceleração de pico pretendida, pois caso contrário não se poderiam comparar resultados.

4.3.1. SISMOS ARTIFICIAIS

O Eurocódigo 8 permite a utilização de acelerogramas artificiais e reais e recomenda:

Para os acelerogramas artificiais,

- (i) Devem ser estabelecidos de modo a corresponderem aos espectros de resposta elástica definidos nesse documento para amortecimento viscoso de 5%,
- (ii) A duração dos acelerogramas deve ser compatível com a magnitude e com outras características do acontecimento sísmico relevantes para a definição do valor de cálculo da aceleração à superfície para um solo tipo A (a_g),
- (iii) Deverão ser utilizados no mínimo 3 acelerogramas,
- (iv) A média dos valores da resposta espectral de aceleração em período nulo (calculada a partir de registos no tempo) não deverá ser inferior a $a_g \cdot S$ para o local em questão, em que S é o coeficiente de solo,
- (v) No domínio dos períodos compreendidos entre $0,2T_1$ e $2T_1$, sendo T_1 o período fundamental da estrutura na direção segundo a qual será aplicado o acelerograma, nenhum valor do espectro de resposta elástico médio com 5% de amortecimento, calculado a partir de todos os registos no tempo, deverá ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento (EN1998, 2010).

O número de registos sísmicos artificiais gerados foram 10, pois a bibliografia consultada (Vamvatsikos, 2002) indica que o número de registos sísmicos a utilizar para edifícios de média altura que representam uma boa estimativa da resposta deve estar compreendido entre 10 a 20 registos.

Os sismos artificiais foram gerados segundo o Eurocódigo 8 para a zona de Lisboa, solo tipo B e espectro de resposta tipo 2 resultando então num valor de referência de aceleração máxima à superfície para um terreno tipo A (a_{gR}) igual a $1,7 \text{ (m/s}^2\text{)}$, um coeficiente de importância (γ_I) igual a 1 pois assume-se um período de referência de 50 anos e um coeficiente de solo (S) para resposta elástica tipo 2 igual a 1,35, obtendo-se o valor de cálculo de aceleração à superfície igual a $2,3 \text{ m/s}^2$ (aproximadamente $0,23g$) segundo a expressão 4.5.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \quad (4.5)$$

Pretendendo uma aceleração máxima espectral de 2g, em intervalos de 0,02g, encontra-se o número de intensidades que os acelerogramas vão ser escalados (100 intensidades). Assumindo os incrementos das 100 intensidades com valores de 1 a 100, escalaram-se os 10 acelerogramas para a intensidade inicial de 0,02g, ou seja, os acelerogramas foram multiplicados por aproximadamente 0,08549 ($0,233945g/0,02g$) passando estes a ter um pico na primeira intensidade de 0,1962 m/s² ($2,295 \cdot 0,08549$). Sobre a metodologia adotada, existem teorias que enunciam que esta técnica possivelmente não será muito correta pois pode não ter em conta o real comportamento do sismo pois está a assumir-se que a estrutura continua a ter um comportamento igual para diferentes intensidades, contudo esta é a forma mais próxima da realidade que temos para simular.

4.3.2. SISMOS REAIS

Para os acelerogramas reais, denominados no Eurocódigo 8 parte 1 como acelerogramas registados:

- (i) A sua utilização é permitida desde que as amostras utilizadas sejam devidamente qualificadas relativamente às características sismogénicas da fonte e às condições do terreno do local, e que os seus valores sejam graduados em função do valor de $a_g \cdot S$ da zona considerada,
- (ii) O conjunto de acelerogramas registados ou simulados a utilizar deverá satisfazer o disposto para os acelerogramas artificiais (iii, iv e v do capítulo 4.3.1 da monografia) (EN1998, 2010)

A determinação dos acelerogramas reais passou pela seleção, com base em alguns fatores, de uma lista de registos sísmicos existente no *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER).

Inicialmente, selecionaram-se sismos registados que possuíam as características sismogénicas de Portugal, nomeadamente no intervalo de Magnitudes (4 a 8.5) e distâncias, e gerados a partir de mecanismos de rotura (*strike-slip* e *reverse-oblique*) iguais aos das zonas sísmicas de Portugal (Borges et al., 2001; Vilanova e Fonseca, 2007), tendo resultado numa pré-seleção de 55 sismos. De seguida, viu-se a compatibilização de cada sismo com o espectro de resposta regulamentar para Lisboa e identificou-se qual o fator de escala que minimizava o desvio quadrático médio (D_{rms}) (Beyer e Bommer, 2007) no intervalo de períodos entre $0,2T_1$ e $2T_1$ e ordenou-se a lista pelos desvios D_{rms} . Eliminaram-se aqueles que possuíam um fator de escala superior a 3, valor recomendado pela norma neozelandesa (Standards New Zealand, 2004). De seguida eliminaram-se os registos sísmicos que possuíam um valor de D_{rms} superior a 0,4, valor recomendado pela norma neozelandesa (Standards New Zealand, 2004) e por fim ordenaram-se os registos por duração e selecionaram-se os dez que tinham duração mais próxima dos 10 segundos (duração considerada nos sismos artificiais).

Foram considerados 10 acelerogramas reais para o estudo elaborado nesta monografia que se encontram expostos na tabela 4.5 abaixo representada.

Tabela 4.5 – Registos sísmicos reais utilizados (*PEER Strong Motion Database*)

	Região	Ano	Distância epicentral (km)	Magnitude (Mw)	PGA (g)
1	Horse Canyon, Utah	1980	12,68	5,19	0,1198
2	Horse Canyon, Utah	1980	20,43	5,19	0,0930
3	Duzce, Turkey	1999	41,27	7,14	0,7662
4	Borrego Mountain, California	1968	70,75	6,63	0,0876
5	Coalinga, California	1983	59,67	6,36	0,1364
6	Coyote Lake, California	1979	12,56	5,74	0,1198
7	Coyote Lake, California	1979	7,67	5,74	0,2700
8	Coyote Lake, California	1979	4,37	5,74	0,4038
9	Duzce, Turkey	1999	44,40	7,14	0,0411
10	Duzce, Turkey	1999	31,56	7,14	0,1174

Executadas as análises em programa de cálculo automático com os 10 sismos artificiais e 10 sismos reais, com 100 intensidades cada sismo obtiveram-se os resultados das análises realizadas, que irão ser discutidas no capítulo seguinte.

5

RESULTADOS DA RESPOSTA ESTRUTURAL

5.1. METODOLOGIA DE ANÁLISE

5.1.1. INTRODUÇÃO

A definição do modelo estrutural a avaliar encontra-se neste patamar completamente definido quer em termos de características estruturais, quer em termos de ações sísmicas a considerar. Assim, iniciam-se as análises automáticas em programa de cálculo que equivalem a duas mil análises dinâmicas uma vez que se está em presença de vinte sismos (10 artificiais e 10 reais) com 100 intensidades cada sismo. A figura 5.1 representa o modelo estrutural completamente definido no programa de cálculo, onde a verde se encontra representada a ação dinâmica introduzida nos encastramentos de fundação (cinza claro), a azul a representação da massa da estrutura e a cinza escuro os elementos estruturais (vigas e pilares).

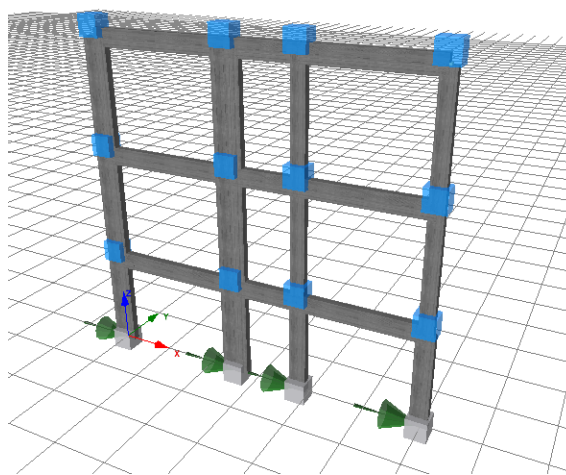


Figura 5.1 – Modelo de pórtico do caso de estudo completamente definido.

Após executadas todas as análises e obtidos os resultados para os todos os instantes de tempo (*steps*), procedeu-se de seguida à seleção dos parâmetros de resposta para a avaliação dos critérios de desempenho estrutural pretendidos. Os parâmetros de resposta selecionados foram:

- (i) **Accelerações** nos nós de ligação viga-pilar,

- (ii) **Deslocamentos** nos nós de ligação viga-pilar,
- (iii) **Rotação da corda** de todos os elementos na zona mais à esquerda e mais à direita (ver figura 5.2),
- (iv) **Curvaturas** de todos os elementos no ponto mais à esquerda e mais à direita,
- (v) **Momentos fletores** de todos os elementos no ponto mais à esquerda e mais à direita,
- (vi) **Esforço axial** de todos os elementos no ponto mais à esquerda e mais à direita,
- (vii) **Extensão do aço** na secção (armadura superior e armadura inferior) no ponto mais à esquerda e mais à direita do elemento,
- (viii) **Esforço transverso** de todos os elementos no ponto mais à esquerda e mais à direita.

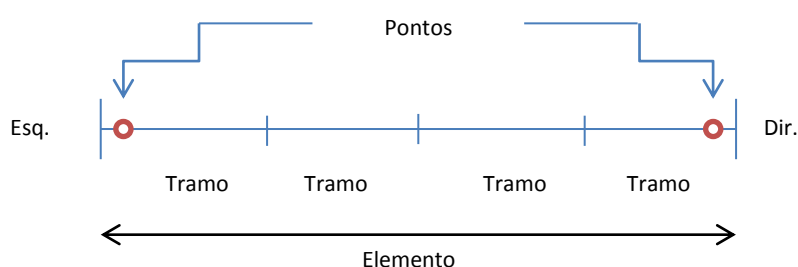


Figura 5.2 – Esquema de identificação de localização dos pontos de retirada de resultados.

5.1.2. CRITÉRIOS SELECIONADOS E ESTADOS LIMITE DO EC8-3

Como referido no capítulo 3.2.2., o número de parâmetros para avaliação dos danos não deve ser nunca inferior a dois e deve-se inclusive tentar tirar o máximo partido das análises automáticas executadas no sentido de melhor se poder discutir a avaliação de segurança e o desempenho estrutural abrangendo uma maior gama de tipos de dano e técnicas de reparação associadas. Sendo assim, seleccionaram-se os parâmetros necessários (capítulo 5.1.1.) para dar resposta aos critérios de avaliação definidos que foram separados em critérios de resposta global e local. Os critérios de resposta global considerados foram o deslocamento relativo entre pisos (*drift*) máximo e a formação de um mecanismo global instável. Os critérios de resposta local foram o esforço transverso e a rotação da corda em pilares e vigas. Estes critérios foram avaliados de acordo com a definição dos estados limite segundo o Eurocódigo 8 parte 3 (EN1998, 2005).

O Eurocódigo 8 parte 3 define a existência de três estados limite que diferem segundo o tipo de danos causados na estrutura, o que, por consequência, se reflete nas exigências de cada um dos estádios. Os três estados limite, do mais gravoso para o menos gravoso em termos de danos para a estrutura, são: o estado limite de quase colapso (*near collapse*), o dano significativo (*significant damage*) e o de limitação de dano (*damage limitation*). A tabela 5.1 apresenta a distinção entre os três estados limite comparando-os quanto ao dano provocado na estrutura, às suas características de resistência e rigidez lateral, ao estado dos elementos não estruturais, aos deslocamentos e ao nível de reparação expectável da estrutura.

Tabela 5.1 – Distinção entre as definições dos estados limite propostos pelo EC8-3 (EN1998, 2005).

Designação	Dano na estrutura	Resistência lateral	Rigidez lateral	Elementos não estruturais	Deslocamentos	Reparação da estrutura
<i>Near Collapse</i> (NC)	Fortemente danificada	Baixa resistência lateral	Baixa rigidez lateral	Colapsaram	Elevados permanentes	---
<i>Significant Damage</i> (SD)	Significativamente danificada	Alguma resistência lateral	Alguma rigidez lateral	Danificados, mas sem rotura para fora do seu plano	Moderados permanentes	Provavelmente não é economicamente viável reparar
<i>Damage Limitation</i> (DL)	Levemente danificada, sem cedência significativa	Com resistência lateral	Com rigidez lateral	Distribuição de fendilhação, mas facilmente reparável	<i>Drifts</i> permanentes desprezável	Não necessita de medidas de reparação

O Eurocódigo 8 parte 3 não define diretamente os critérios a considerar para a análise de segurança e desempenho estrutural e estabelece uma ligação pouco clara entre os conceitos de comportamento global e as exigências locais. Os requisitos de desempenho associados aos estados limite surgem inicialmente formulados em forma qualitativa fazendo referência a diferentes estados de dano relacionados com o comportamento global da estrutura. Embora as descrições gerais dos estados limite se apresentem de forma global, as suas verificações de segurança são estabelecidas segundo parâmetros associados ao comportamento estrutural dos elementos.

Ao nível da segurança local, o Eurocódigo aparentemente considera que cada estado limite é garantido se todos os elementos estruturais cumprirem o seu requisito de segurança. No caso de um elemento com comportamento dúctil tal passa pela definição das deformações admissíveis enquanto no caso de um elemento com comportamento frágil passa pela definição da resistência. Esta inferência, consoante o estado limite, pode criar situações conservativas e outras permissivas. No caso demasiado conservativo, por exemplo, verifica-se que no estado limite DL a deformação máxima admissível é a rotação de cedência, o que significa que se um elemento ultrapassar a deformação de cedência, e independentemente do tipo de elemento (viga ou pilar), toda a estrutura é considerada como não verificando o estado limite DL. Essa situação não vai ao encontro da descrição global do estado limite que refere que os elementos estruturais não possuem cedência significativa, sugerindo ainda a possibilidade de existir mais do que um elemento em cedência. No entanto, não é possível prever à partida qual o número de secções admissível. No caso do estado limite SD, encontra-se um caso de permissibilidade. Supondo uma estrutura em que todas as secções estão próximas do limite de dano para o estado limite SD e uma outra estrutura em que todas as secções estão próximas do limite de dano num mesmo intervalo da situação anterior mas, nesta agora existe uma secção em que o limite de dano é atingido, a última estrutura é considerada como não estando conforme o estado limite SD. No entanto, os danos apresentados serão praticamente iguais e do ponto de vista económico deveriam ser considerados de forma igual. No que diz respeito ao estado limite NC, a sua definição afirma que as

estruturas neste estado precedem o colapso e espera-se que consigam permanecer de pé após um sismo severo apesar de já não ser economicamente viável a sua reabilitação. Para o estado limite NC, o procedimento de verificação tem apenas em conta a prevenção de rotura ao nível das secções e não considera o desenvolvimento de mecanismos globais de cedência que correspondem ao desenvolvimento de rótulas plásticas num conjunto de secções que ponham em causa a instabilidade global pela redução significativa das características de rigidez lateral, o que vai ao encontro da definição apresentada pelo EC8 (Romão, 2012).

A necessidade de escolha de critérios globais e locais no caso de estudo tem então como principal objetivo avaliar a sua relação de proximidade e através da combinação de critérios locais acautelar critérios globais que não estão previstos pelo EC8-3, podendo constituir estes resultados uma base de dados que possa ser adequadamente avaliada no sentido de no futuro poderem surgir propostas alternativas na definição dos estados limite do EC8.

5.1.2.1. Esforço transversal máximo

A avaliação do esforço transversal máximo surge no Eurocódigo 8 parte 3 (EN1998, 2005) como um critério de rotura ao nível das secções e portanto surge no âmbito do estado limite NC. Este critério foi subdividido em dois critérios que consiste numa condição para pilares e noutra para vigas.

Assim as condições assumidas foram:

- (i) Critério ultrapassado em apenas uma secção de pilar (à esquerda ou à direita do elemento),
- (ii) Critério ultrapassado numa viga completa (à esquerda e à direita do elemento).

Inicialmente a condição (ii) foi assumida como o critério sendo ultrapassado em todas as vigas de um piso, contudo tal situação não se verificou para nenhum sismo e para nenhuma das intensidades analisadas, tendo-se optado então pela exposta acima uma vez que facilmente se percebe que esse fenómeno seria de ocorrência mais provável. Definidas as condições, verificou-se, **para cada sismo e cada intensidade, a primeira ocorrência de cada condição**, onde neste caso se refere à capacidade ao corte ser ultrapassada, ou seja, onde se verificou a equação 5.1, onde V_{ed} é o esforço de transversal atuante e V_R é o esforço transversal resistente.

$$\frac{V_{ed}}{V_R} > 1 \quad (5.1)$$

A resistência máxima de esforço transversal foi determinada segundo o Eurocódigo 8 parte 3 (EN1998, 2005) pela equação 5.2:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,55 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right) \left[0,16 \max(0,5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (5.2)$$

onde γ_{el} é igual a 1,0 para elementos secundários (não dimensionados à ação sísmica), h é a altura da secção transversal, x é a altura da zona de compressão (profundidade do eixo neutro), N é o esforços axial de compressão com sinal positivo (se N for tração considera-se zero), L_v foi considerado igual a $L/2$ (Romão et al., 2010) em que L é o comprimento total do elemento, A_c é a área da secção transversal, μ_{Δ}^{pl} é a relação entre a rotação da corda obtida (θ) e θ_y dado pela expressão 5.3, f_c é a

resistência à compressão do betão, ρ_{tot} é o rácio de armadura longitudinal dado pela expressão 5.5 e V_w é a contribuição da armadura transversal para a resistência ao corte dada pela expressão 5.6.

A rotação de cedência utilizada na expressão 5.2 para a determinação de θ_y encontra-se definida por:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V - a_{VZ}}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (5.3)$$

onde ϕ_y é a curvatura de cedência, tendo sido utilizada a curvatura de cedência definida por Priestley et al. (2007) que, para secções retangulares adota, a expressão 5.4 onde ε_y é a extensão de cedência obtida pela relação entre a tensão de cedência (f_y) do aço e o seu módulo de elasticidade (E_s), a_{VZ} representa o efeito de translação do diagrama de momentos (no caso de ser expectável que ocorra fendilhação por corte antes de se verificar a flexão em cedência considera-se a_v igual a 1, caso contrário considera-se a_v igual a zero que foi o considerado para o pórtico em estudo) e d_b é o diâmetro médio da armadura longitudinal de tração.

$$\phi_y = 2,1 \frac{\varepsilon_y}{h} \quad (5.4)$$

$$\rho_{tot} = \frac{A_{sl}}{b_w d} \quad (5.5)$$

$$V_w = \rho_w b_w z f_{ywd} \quad (5.6)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{S \times b_w} \quad (5.7)$$

Relativamente às expressões 5.5, 5.6 e 5.7, A_{sl} é a quantidade de armadura longitudinal, b_w é a largura da secção e d é a altura útil da secção transversal, A_{sw} é a área de armadura transversal e S é o espaçamento da armadura transversal.

A determinação da rotação da corda pode ser efetuada por dois métodos exatos: o método do integral e o método geométrico. Em ambos os casos é necessária a definição da abcissa do ponto de inflexão da corda (x_{LS}). O Eurocódigo 8, na definição de capacidade de deformação, refere que esta tem de ser verificada em termos de rotação de corda (θ). No entanto, define o ponto de inflexão como o rácio momento fletor-esforço transversal (M/V) no fim da secção, que normalmente é identificado como *shear span* (L_V). Estas duas definições do ponto de inflexão só serão iguais em certas condições, nomeadamente se o elemento em análise não se encontra sujeito a carregamento transversal. A utilização da formulação proposta pelo EC8-3 pode, então, levar a resultados inadequados. Devido a estes problemas surgiram algumas propostas alternativas para a determinação da rotação da corda que pode passar por uma interpretação alternativa para x_{LS} nos métodos exatos ou por uma abordagem sem a sua quantificação (Romão et al., 2010). A análise das diversas alternativas concluiu, entre outras coisas, que:

- (i) Para casos em que $L_v > 0,2L$ a adoção de $L/2$ produz resultados de capacidade com precisão aceitável,
- (ii) Para o caso da determinação do esforço transversal máximo (V_{NC}), a consideração de $L/2$ para casos em que $L_v < 0,2L$ conduz a resultados conservadores na avaliação de segurança e a utilização desta aproximação é recomendada para toda a gama de valores de L_v (Romão et al., 2010).

Por outro lado, a utilização desta aproximação para toda a gama de valores de L_v não é aplicável aos modelos de capacidade de deformação, pois embora a exigência da rotação das cordas em pilares conduza a um x_{LS} que será, em média, por volta de $L/2$, em vigas, os valores de $x_{LS} < 0,2L$ são mais frequentes e a sua evolução média não é tão evidente.

Para a determinação de resistência ao corte, as quantidades de armadura transversal utilizadas foram as fornecidas no documento de descrição do pórtico representativo do edifício (Consenza, 2000), e que se encontram indicadas na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Armadura transversal de pilares e vigas do pórtico Mod4.

Elemento	Armadura Transversal
Pilares	$\Phi 6/0,20$
Vigas	$\Phi 6/0,17$

5.1.2.2. *Drift* máximo entre pisos

O critério considerado de *drift* foi um critério assumido com base na regulamentação norte-americana ASCE41-06 (ASCE, 2007) pois o Eurocódigo 8 não impõe de forma direta limites de *drift*. Assim sendo, seguindo a norma do ASCE, os limites considerados para os três estados limite em correspondência com o EC8-3 foram os representados na tabela 5.3. Neste ponto chama-se a atenção do leitor para a utilização dos limites de *drift* impostos pelo HAZUS (HAZUS, 2001) pois ao contrário da consideração do ASCE41-06, que considera o limite de *drift* por pisos, o HAZUS considera os limites de *drift* para o deslocamento de topo e altura total do edifício.

Tabela 5.3 – Limites máximos de drift para os três estados limite segundo a norma ASCE41-06.

Estado Limite	<i>Drift</i> Máximo
NC	4%
SD	2%
DL	1%

De forma a automatizar o procedimento de avaliação dos estados limite para *drift*, e uma vez que, o *drift* difere ligeiramente entre nós de ligação de um mesmo piso, guardou-se a primeira intensidade por sismo onde o *drift* (ID), dado pela média dos deslocamentos dos nós, ultrapassou os limites do ASCE, como representado na expressão 5.8.

$$ID = \frac{\text{média dos deslocamentos dos nós de piso}}{\text{altura de piso}} < ID_{ASCE} \quad (5.8)$$

5.1.2.3. Rotação da corda

O critério de rotação da corda encontra-se definido no EC8-3 para os três estados limite. A verificação deste critério foi avaliada pelo registo, por sismo, da primeira intensidade onde se encontrava a condição para estado limite DL, SD e NC da primeira secção, como o EC8-3 sugere. No entanto, para se acautelar o discutido no capítulo 5.1.2 acerca da falta de definição pela norma do número de secções admissíveis para a estrutura estar enquadrada com um estado limite, o critério da rotação da corda foi estendido a seis condições para cada um dos três estados limite que são:

- (i) Atingir a 1ª rotação limite (CR1),
- (ii) Atingir a 2ª rotação limite (CR2),
- (iii) Atingir a 3ª rotação limite (CR3),
- (iv) Atingir a 4ª rotação limite (CR4),
- (v) Atingir a 5ª rotação limite (CR5),
- (vi) Atingir a 6ª rotação limite (CR6).

Para todos os sismos, identificou-se a primeira intensidade onde se verificava o critério da equação 5.9 para cada uma das seis condições definidas.

$$\frac{\theta_{ED}}{\theta_{limite}} > 1 \quad (5.9)$$

onde θ_{ED} representa a rotação da corda atingida numa certa secção e θ_{limite} é a rotação definida pelo estado limite em análise. Para o estado limite NC, o EC8-3 define a determinação da capacidade máxima de rotação através da expressão 5.10:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 (0,3^{\vartheta}) \left[\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100} \rho_d) \quad (5.10)$$

onde o ν é obtido pela equação 5.11 com dados já definidos anteriormente, ω é a percentagem mecânica de armadura em zona de tração (A_s) e ω' é a percentagem mecânica de armadura em zona de compressão (A_s') dado pela expressão 5.12, α é o fator de confinamento efetivo obtido pela expressão 5.13, ρ_{sx} é a taxa de armadura transversal (equação 5.14), f_{yw} é a tensão de cedência da armadura transversal e ρ_d é a taxa de armadura na diagonal, que no caso de estudo é igual a zero por não se verificar tal situação no pórtico em estudo.

$$\vartheta = \frac{N}{bh f_c} \quad (5.11)$$

$$\omega = \frac{A_s f_y}{b d f_y} \quad (5.12)$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0b_0}\right) \quad (5.13)$$

Na expressão 5.13, s_h corresponde ao afastamento longitudinal de estribos, b_0 é a largura de betão confinado ao eixo dos varões da armadura transversal, h_0 é a altura de betão confinado ao eixo dos varões da armadura transversal e o b_i é o afastamento entre varões longitudinais de canto. As quantidades utilizadas na expressão 5.14 já foram definidas anteriormente.

$$\rho_{sx} = \frac{A_{sw}}{s_h} \frac{1}{b_w} \quad (5.14)$$

Para o estado limite SD, o EC8-3 define a capacidade máxima de rotação pela expressão 5.15.

$$\theta_{SD} = \frac{3}{4} \theta_{um} \quad (5.15)$$

Para o estado limite DL, o EC8-3 define a capacidade máxima de rotação pela expressão 5.16.

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_v z}{3} + 0,00135 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V}\right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (5.16)$$

Da expressão 5.16, d_b é o diâmetro médio da armadura de tração, d e d' são as profundidades da armadura de tração e compressão respetivamente, ε_y é a extensão de cedência e z é o comprimento do braço entre as forças na armadura de tração e de compressão.

5.1.2.4. Mecanismo Global

O critério do mecanismo global foi identificado tendo-se guardado a primeira intensidade por sismo em que se formava um conjunto de rótulas plásticas que constituíam um mecanismo. Assim, como primeira etapa constitui-se a matriz de rigidez da estrutura em situação de base (sem rótulas plásticas) possuindo cada nó três graus de liberdade. De seguida, assim que se identificar uma secção onde a extensão de cedência foi ultrapassada na armadura superior e inferior, essa secção passa a ser considerada como tendo uma rótula plástica (equação 5.17) e a matriz de rigidez da estrutura é reformulada de modo a eliminar a rigidez à flexão. Este processo é efetuado sucessivamente para todos os sismos e todas as intensidades até se detetar a primeira intensidade por sismo cujo determinante da matriz de rigidez da estrutura seja igual a zero, pois nessa igualdade encontra-se o primeiro mecanismo que ocorre na estrutura.

$$\varepsilon_{y,sup} > \varepsilon_y \quad \varepsilon_{y,inf} > \varepsilon_y \quad (5.17)$$

5.2. RESULTADOS OBTIDOS

5.2.1. MECANISMOS

5.2.1.1. Mecanismos obtidos com os sismos artificiais

Os primeiros mecanismos encontrados para análises realizadas com sismos artificiais encontram-se apresentados da figura 5.3 até à figura 5.7, possuindo a identificação do respetivo Sismo_Intensidade na legenda. Nos mecanismos apresentados para os sismos artificiais, verifica-se que a ocorrência do primeiro mecanismo por sismo se dá num intervalo de intensidades compreendido entre a intensidade 43 a 74, que corresponde, respetivamente, a uma aceleração espectral de $21,8 \text{ m/s}^2$ e $37,5 \text{ m/s}^2$. Os mecanismos apresentados são muito similares entre si, verificando-se em todos os casos a formação de rótulas nos pilares do piso inferior e uma tendência para a concentração de plasticidade nos nós interiores do pórtico.

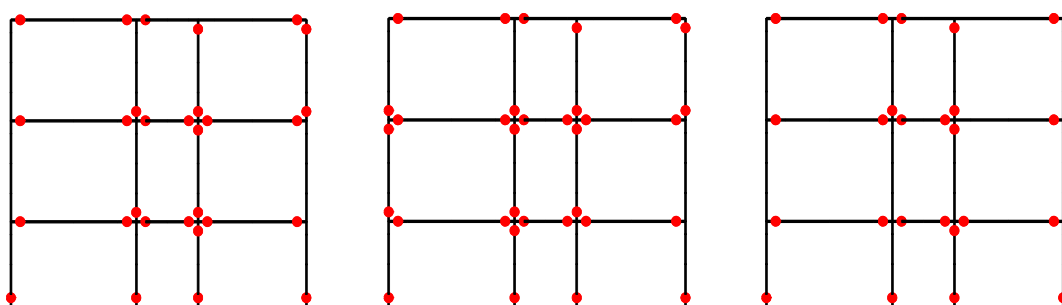


Figura 5.3 – Mecanismo S1_46 (esquerda), S2_70 (centro) e S3_43 (direita).

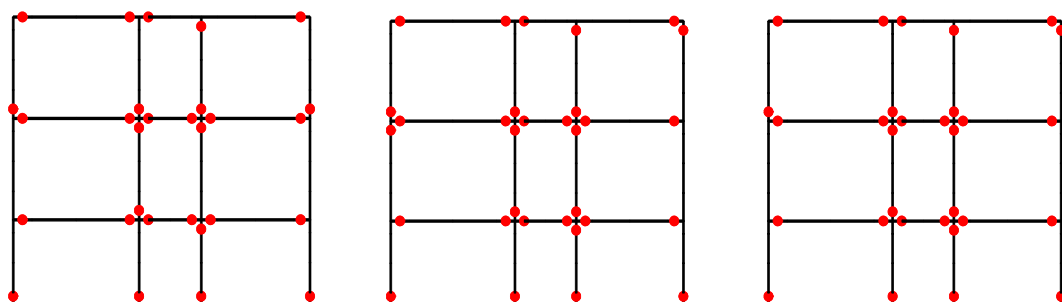


Figura 5.4 – Mecanismo S4_58 (esquerda), S5_74 (centro) e S6_70 (direita).

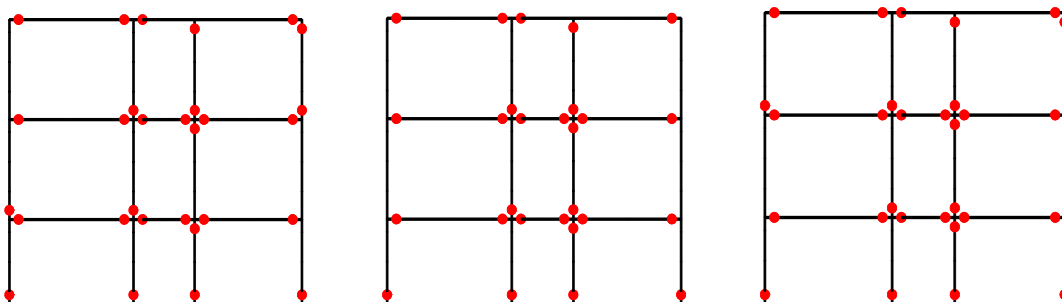


Figura 5.5 – Mecanismo S7_54 (esquerda), S8_52 (centro) e S9_53 (direita).

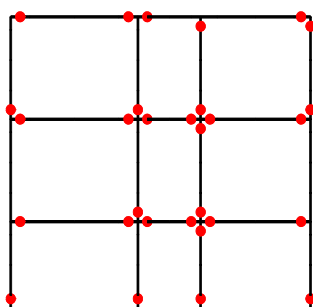


Figura 5.6 – Mecanismo S10_60.

5.2.1.2. Mecanismos obtidos com os sismos reais

Nos mecanismos apresentados para os sismos reais, verifica-se que o primeiro mecanismo por sismo ocorre para um intervalo de intensidades compreendido entre 35 a 88, que corresponde respetivamente a uma aceleração espectral de $17,8 \text{ m/s}^2$ e $44,6 \text{ m/s}^2$, verificando-se que nestes ocorrem para intensidades mais baixas do que o que se verifica para sismos artificiais.

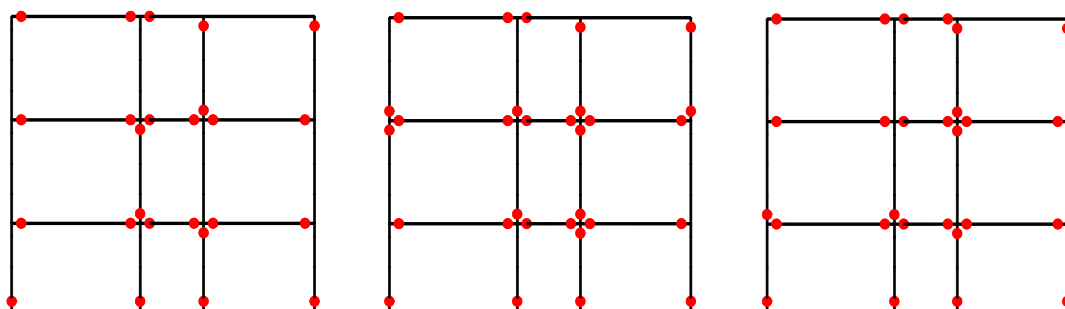


Figura 5.7 - Mecanismo S1_88 (esquerda), S2_57 (centro) e S3_49 (direita).

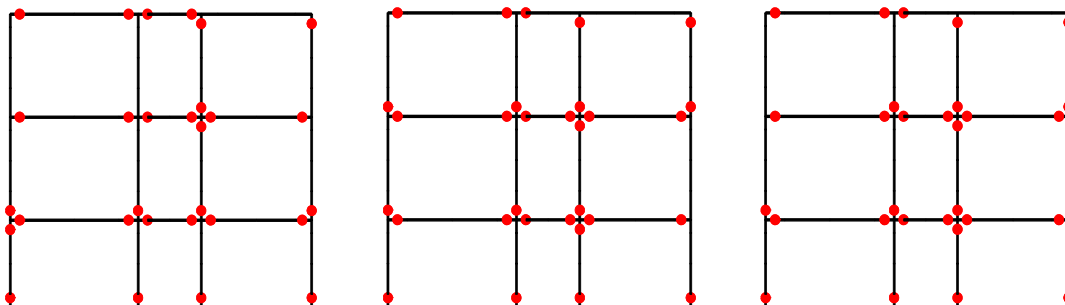


Figura 5.8 - Mecanismo S4_35 (esquerda), S5_45 (centro) e S6_84 (direita).

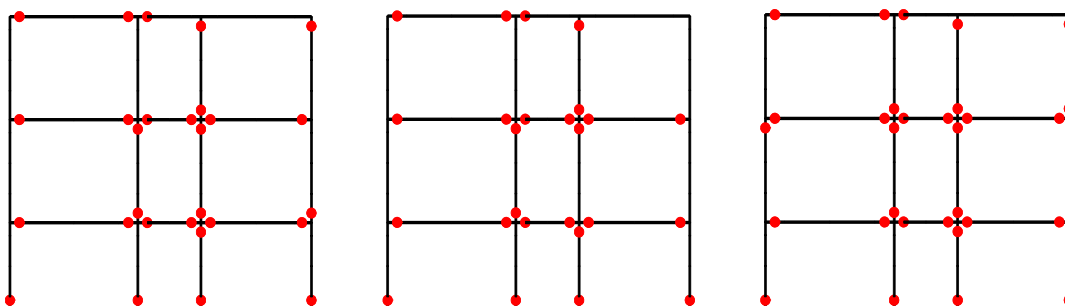


Figura 5.9 - Mecanismo S7_53 (esquerda), S8_43 (centro) e S9_45 (direita).

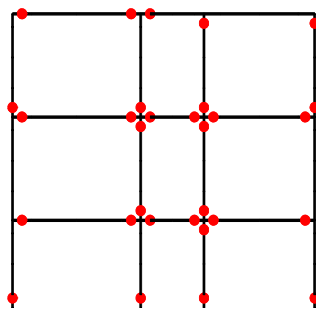


Figura 5.10 – Mecanismo S10_42.

5.2.2. CURVAS DE CAPACIDADE (IDA)

As curvas de capacidade ou curvas IDA relacionam a capacidade de deformação lateral da estrutura sob ação de forças laterais impostas na estrutura. O número possível de curvas de capacidade é igual ao número de sismos considerados nas análises dinâmicas, onde cada curva representa a capacidade da estrutura para uma intensidade de um sismo. Assim no caso de estudo apresentado poderiam ser definidas 10 curvas de capacidade para sismos artificiais e 10 curvas para sismos reais, cada uma com tantos pontos quantos *steps* foram considerados. A análise dessas curvas permite caracterizar a resistência máxima da estrutura sujeita ao carregamento selecionado. Estas curvas, na maioria dos casos, são caracterizadas para corte basal em função do deslocamento máximo de um ponto de referência, servindo assim o corte basal para definir a carga limite da estrutura sujeita a forças laterais.

5.2.2.1. Curvas de capacidade para os sismos artificiais

A curva apresentada na figura 5.11 mostra o valor de *drift* máximo obtido por sismo em função do corte basal máximo no instante de tempo de cada sismo em que se atingiu o máximo deslocamento. Como os sismos artificiais são gerados segundo o mesmo princípio, esses sismos possuem geralmente características muito similares. Assim sendo, o esperado seria que a evolução dessas curvas fosse algo similar. No entanto, tal não se verifica na maioria dos casos. A maior semelhança entre curvas verifica-se para o sismo 4 e 5, os restantes sismos apresentam curvas com uma evolução diferente. Relativamente à evolução individual de cada curva, espera-se que à medida que o *drift* aumente o corte basal aumente também, e a partir de um certo ponto estabilizasse. No entanto, verifica-se que, para praticamente todos os sismos, acontece em algum ponto ou vários, o fenómeno inverso, ou seja, o *drift* máximo aumenta e o corte basal diminui. Para um *drift* de 1% observou-se um corte basal máximo de 90 kN (S3), para um *drift* de 2% verificou-se um corte basal máximo de 220 kN (S1) e para um *drift* máximo de 4% verificou-se um corte basal máximo de 175 kN (S3).

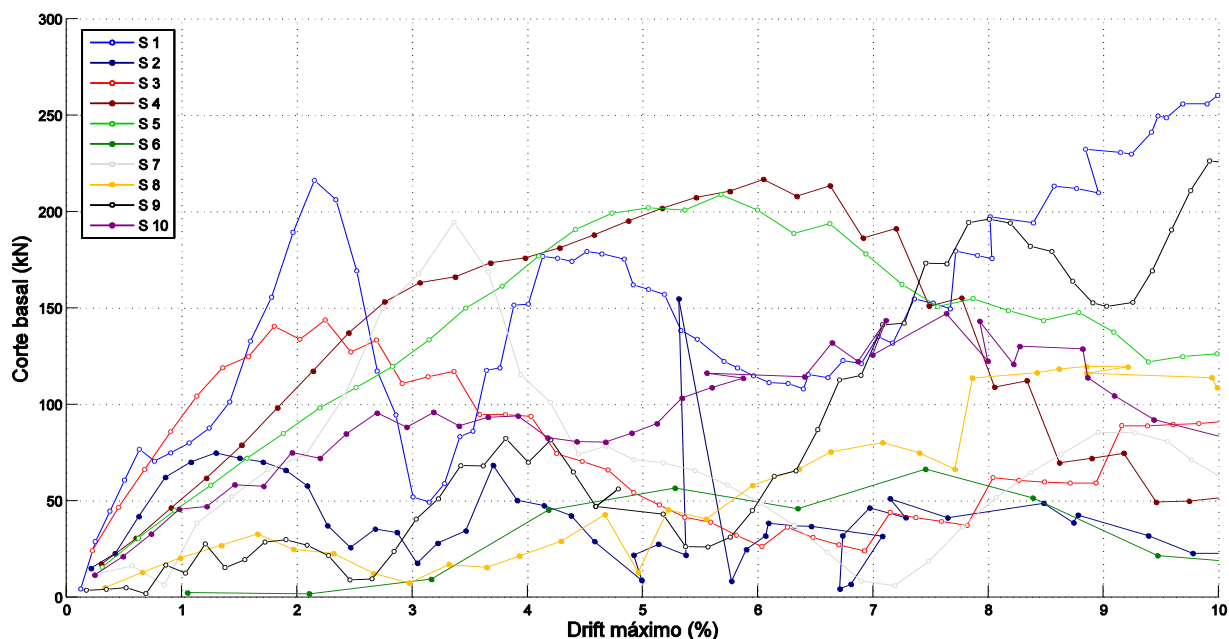


Figura 5.11 – Curva de capacidade: Corte basal (kN) em função de *Drift* máximo (%) obtido no instante de tempo que se obteve o deslocamento máximo para todos os sismos artificiais [IDmáx vs V(dmáx)].

A figura 5.12 representa a evolução do valor máximo de deslocamento obtido por sismo em função do corte basal no instante de tempo de cada sismo em que se atingiu o máximo deslocamento. A evolução destas curvas de capacidade é aparentemente bastante similar com a curva de capacidade em função de *drift*. Analisando os gráficos das figuras 5.11 e 5.12 e identificando um ponto pretendido consegue-se verificar que *drift* corresponde ao deslocamento máximo e o respetivo corte basal. Por exemplo, o sismo 1 apresenta um pico de corte basal para aproximadamente 220 kN para aproximadamente 0,07 m de deslocamento máximo (figura 5.12), que corresponde a um *drift* de 2,25%, ou seja, pode-se aferir que esse *drift* corresponde ao primeiro piso (altura de piso 1 igual a 2,75 m).

No sentido de analisar a capacidade de corte basal da estrutura através de uma via alternativa, efetuou-se uma análise pushover para um perfil de carga proporcional ao primeiro modo de vibração da estrutura, tendo-se selecionado 100 *steps* para um deslocamento objectivo de 0,25 m e obteve-se a curva de capacidade que é representada na curva de capacidade da figura 5.13. Pela análise pushover verifica-se a evolução que se esperava para a estrutura relativamente à evolução de corte basal em função do deslocamento. Na curva da análise de pushover verifica-se que o corte basal máximo corresponde a aproximadamente 207 kN para um deslocamento máximo de 0,10 m.

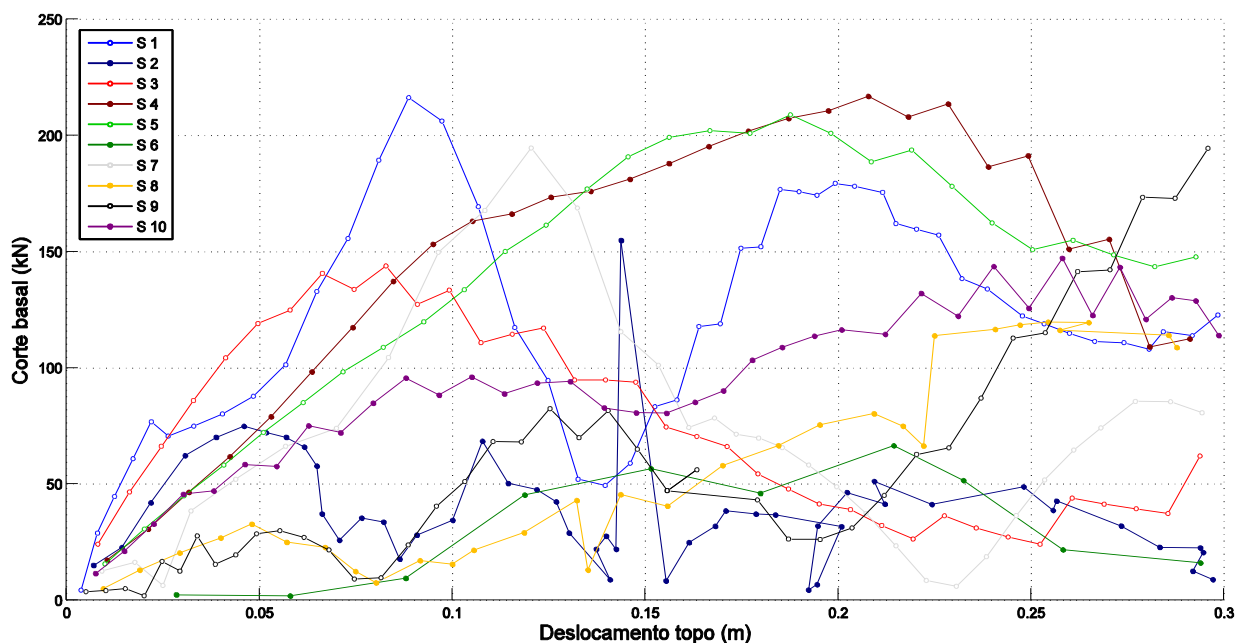


Figura 5.12 - Curva de capacidade: Deslocamento máximo (m) em função do corte basal (kN) obtido no instante de tempo que se obteve o deslocamento máximo para todos os sismos artificiais [dm_{\max} vs $V(dm_{\max})$].

A figura 5.13 apresenta a evolução do deslocamento máximo de topo em função do corte basal máximo, ou seja, cada ponto representa o valor de máximo deslocamento e corte para um sismo para uma intensidade independentemente do instante em que estes ocorrem. O que se está a partir a espera deste gráfico é apresentar uma evolução sempre crescente até que possa começar a estabilizar a partir de um certo ponto. À medida que a intensidade aumenta o corte basal máximo aumenta bem como o deslocamento máximo. No entanto, observa-se que nem sempre isso acontece, ou seja, por vezes à medida que o deslocamento aumenta o corte basal diminui. A este fenómeno dá-se o nome de ressuscitação da estrutura e será explicado no capítulo 5.3. De uma perspetiva geral, a evolução mostra-se crescente e similar para todos os sismos com exceção do sismo 6 que se encontra bastante distanciada das restantes. Neste gráfico a diferença do sismo 6 relativamente aos outros sismos é realçada pelo afastamento às restantes curvas e os poucos valores que parecem constituir a sua curva. O que acontece no sismo 6 é que este, passadas 11 intensidades, atinge um deslocamento máximo de quase 0,30 m. Assim, esta curva encontra-se menos caracterizada para o intervalo selecionado até 0,30 m encontrando-se os restantes pontos para valores superiores a este limite. Comparando com o resultado da análise pushover, observa-se que a estrutura analisada com a análise dinâmica incremental ainda possui capacidade resistente acima do máximo da curva de capacidade pushover, no entanto, a evolução dessa curva encontra-se relativamente perto, para os deslocamentos iniciais, das realizadas pelas análises dinâmicas.

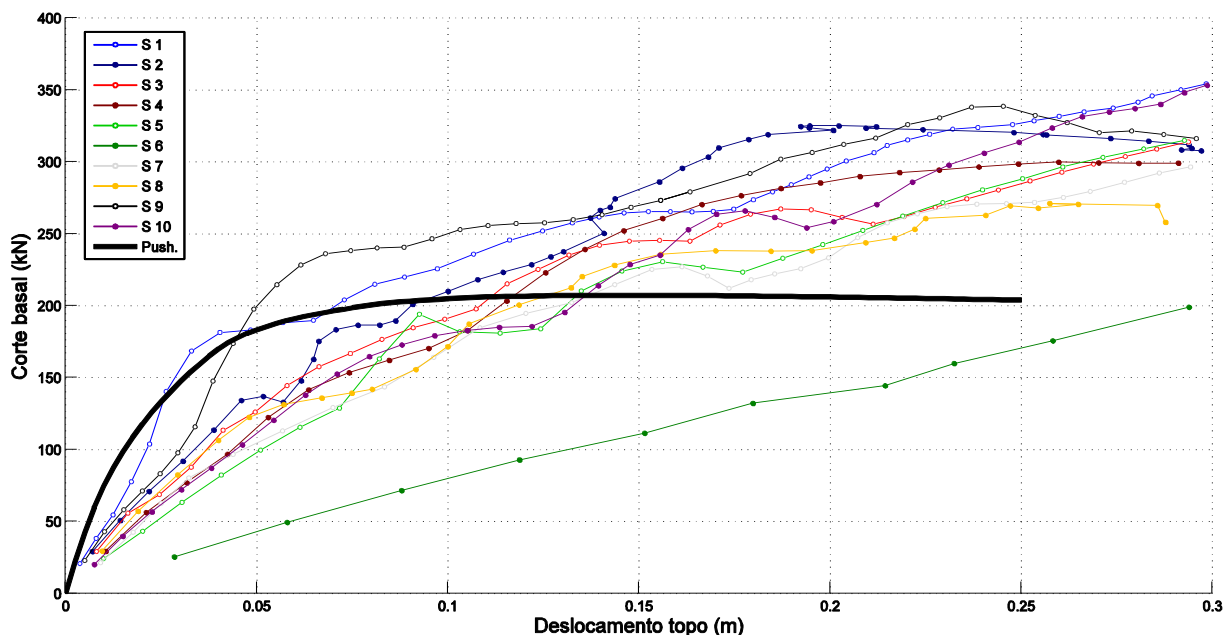


Figura 5.13 – Curva de capacidade: Deslocamento máximo (m) em função do corte basal máximo (kN) para todos os sismos artificiais [dmáx vs Vmáx].

5.2.2.2. Curvas de capacidade para sismos reais

A curva apresentada na figura 5.14 mostra o valor de máximo *drift* obtido por sismo em função do corte basal no instante de tempo de cada sismo em que se atingiu o máximo deslocamento. Relativamente ao comportamento esperado devido aos sismos reais, sabe-se que à partida estes terão mais facilmente características diferentes entre si pois surgem de uma base real, não tendo sido gerados a partir de nenhum algoritmo numérico. O que se observa da figura é que as respostas estruturais que geram são bastante diferentes entre si, realçando-se contudo a repetição de alguns picos comuns, como no caso dos sismos 1 e 2 e dos sismos 5 e 6. Os sismos 1 e 2 correspondem ao mesmo sismo mas provêm de estações de registo diferentes, contudo os sismos 5 e 6 correspondem a eventos diferentes. O efeito não expectável do fenómeno de ressuscitação da estrutura verificado nos resultados obtidos, como nos sismos artificiais, é verificado igualmente nos sismos reais, dando a sensação que nestes últimos até se agravam. Veja-se os casos dos sismos 1 e 2 onde se verifica que atingem um primeiro ponto máximo de capacidade (*drift* aumenta e corte basal aumenta) e de seguida verifica-se a sua descompressão (*drift* aumenta e corte basal diminui) até atingir um valor igual a zero. Este fenómeno denominado de “ressuscitação” da estrutura (explorado por Vamvatsikos, 2002) que se qualifica pela estrutura voltar a exibir capacidade, ou seja, aumento de corte basal com aumento de *drift*, após uma redução dos mesmos. No Capítulo 5.3 encontra-se uma explicação mais exata deste fenómeno.

A figura 5.15 representa a evolução do valor máximo de deslocamento obtido por sismo em função do corte basal máximo no instante de tempo de cada sismo em que se atingiu o máximo deslocamento. Esta representação gráfica apresenta-se em semelhança com a da figura 5.14.

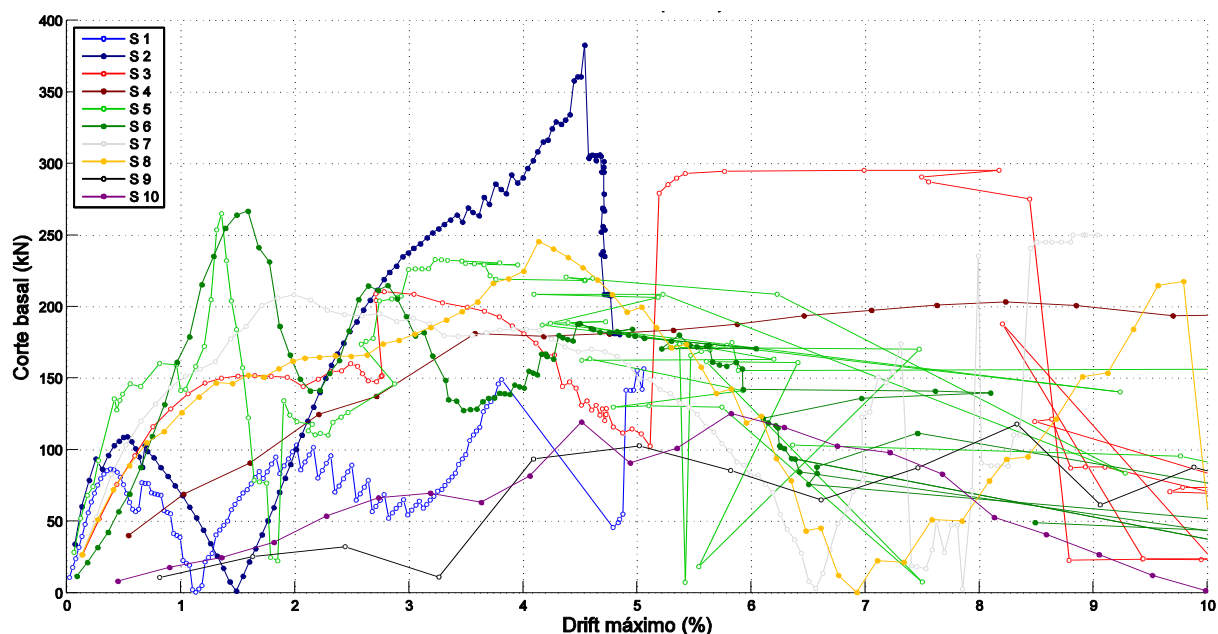


Figura 5.14 - Curva de capacidade: *Drift* máximo (%) em função do corte basal (kN) obtido no instante de tempo que se obteve o deslocamento máximo para todos os sismos reais [IDmáx vs V(dmáx)].

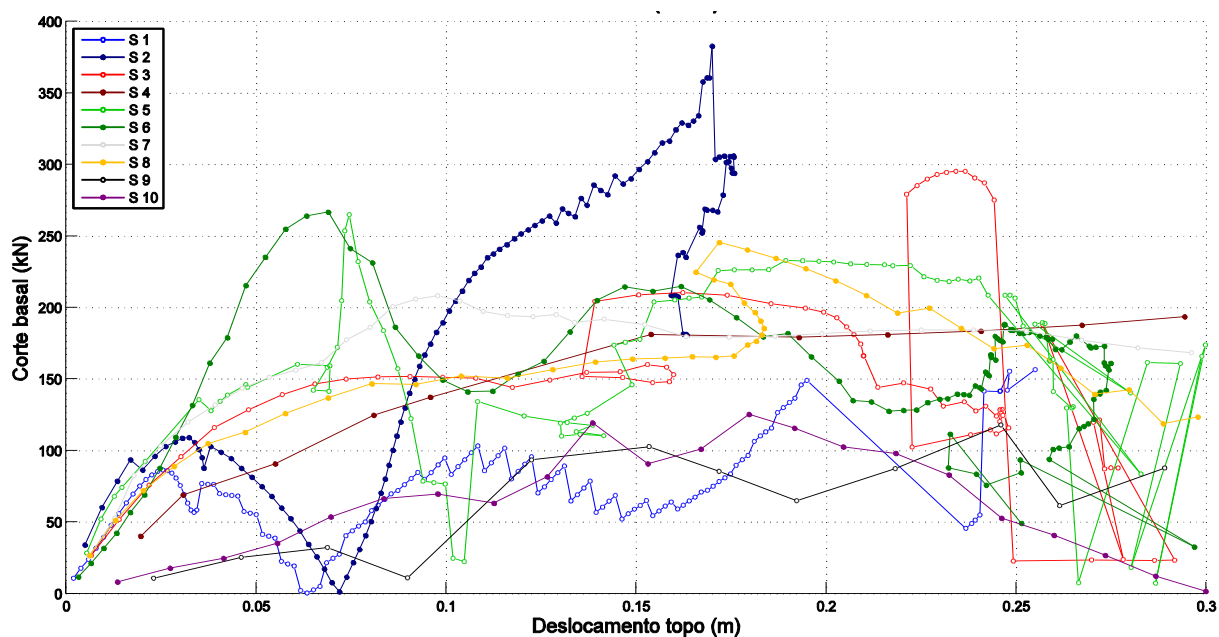


Figura 5.15 - Curva de capacidade: Deslocamento máximo (m) em função do corte basal obtido no instante de tempo que se obteve o deslocamento máximo (kN) para todos os sismos reais [dmáx vs V(dmáx)].

A figura 5.16 representa a evolução do deslocamento máximo de topo em função do corte basal máximo, ou seja, cada ponto representa o valor de máximo deslocamento e corte para um sismo para uma intensidade independentemente do instante em que estes ocorrem. De uma perspetiva geral, a evolução mostra-se crescente e algo similar para todos os sismos. Do gráfico da figura 5.16 realça-se o facto do sismo 2 atingir um corte basal máximo de 600 kN para um deslocamento de topo de 0,17 m.

Pela análise pushover, verifica-se a evolução para a estrutura sob essa análise relativamente à evolução de corte basal em função do deslocamento. Na curva pushover verifica-se que o corte basal máximo corresponde a aproximadamente 207 kN para um deslocamento máximo de 0,10 m. Pela observação da curva de pushover com as curvas derivadas das análises dinâmicas verifica-se que nas zonas iniciais os sismos reais aproximam-se muito da curva pushover.

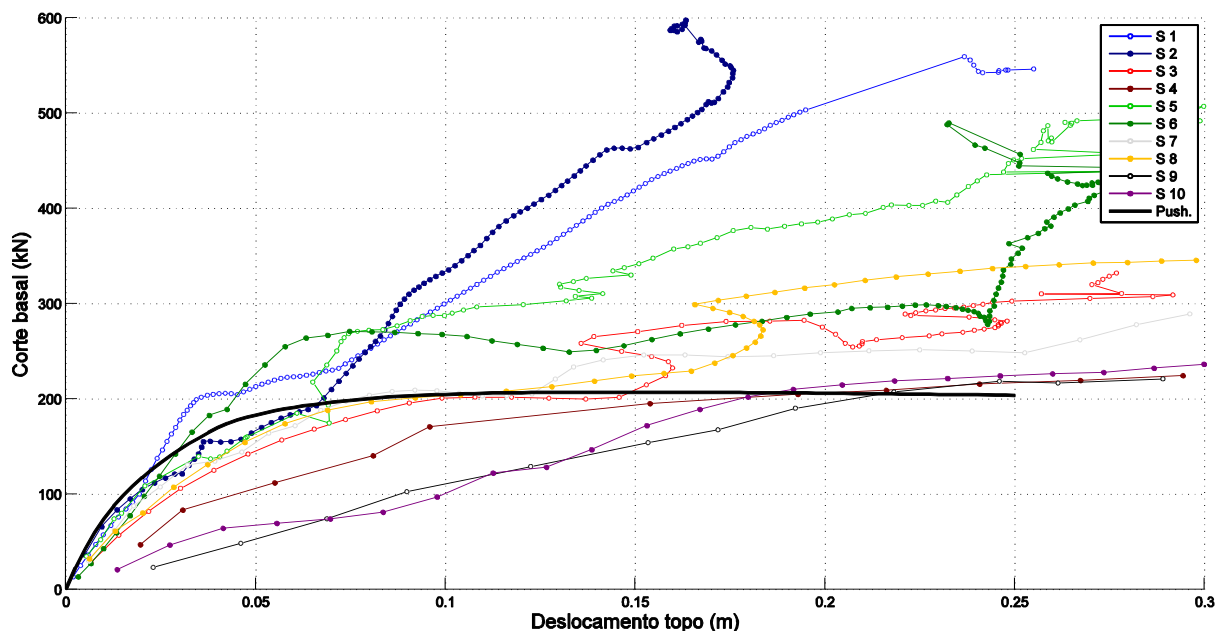


Figura 5.16 - Curva de capacidade: Deslocamento máximo (m) em função do corte basal máximo (kN) para todos os sismos reais [dmáx vs Vmáx].

5.2.3. CURVAS DE FRAGILIDADE

As curvas de fragilidade representam a probabilidade da estrutura exceder um determinado estado limite (PoE) em função da medida de intensidade sísmica adotada (S_a). A representação das curvas de fragilidade mais habitual segue o seguinte pressuposto: *identificação, em cada uma das intensidades, de quantos dos 10 sismos ultrapassaram o estado limite*. No entanto, o que aqui foi adotado para representação das curvas de fragilidade seguiu o seguinte pressuposto: *identificação de qual é a primeira intensidade em que determinado critério ultrapassa o estado limite*. Adotando esta abordagem para os 10 sismos obtêm-se 10 pontos de fragilidade que, como no presente caso se possui 100 intensidades as suas probabilidades vão apresentar valores percentuais de 10 até 100%. Esta metodologia é utilizada para a determinação do risco e nesse sentido foi a adotada. Estas funções são ajustadas para a forma logarítmica e podem estar dependentes de todos os critérios utilizados. A definição do risco, como se irá ver no capítulo 6, está dependente da função de fragilidade que por sua vez pode ser ajustada por diferentes metodologias. A metodologia utilizada para o ajuste das curvas de fragilidade foi a *Maximum Likelihood Estimate Formulation* (MLE), mas na maioria dos casos a função de fragilidade é ajustada com uma função lognormal de distribuição cumulativa (Romão, 2012). A utilização da MLE, apesar de ser ligeiramente mais complexa, é bastante mais flexível. Esta função permite, que no caso da procura de colapso, não se tem de realizar um número de análises suficientes até ser atingido o colapso, o que faz com que diminua tempo de análise. Este método torna-se então ajustado para análises em que não se possua uma grande gama de resultados, como o caso do

estudo apresentado na presente monografia pois as análises executadas, segundo o programa de cálculo selecionado, mostraram-se bastante demoradas (Baker, 2013).

5.2.3.1. Curvas de fragilidade dos sismos artificiais

A figura 5.17 representa as curvas de fragilidade para o critério de rotação da corda associado ao estado limite DL para se atingir em 1 a 6 rótulas desse critério. O que se verifica nesta figura é que as curvas são muito verticais, o que significa que, para uma dada intensidade, a probabilidade de excedência (poE) de um número de rótulas superior é bastante diferente da probabilidade de excedência de um número de rótulas inferior. O facto de as curvas serem muito verticais indica que, para cada um dos critérios a variabilidade de intensidade da ação que leva a que o critério seja atingido é bastante baixa. A evolução das curvas mostra o comportamento esperado, isto é, para uma dada medida de intensidade é mais provável a ocorrência de 1 rótula do que as suas consecutivas.

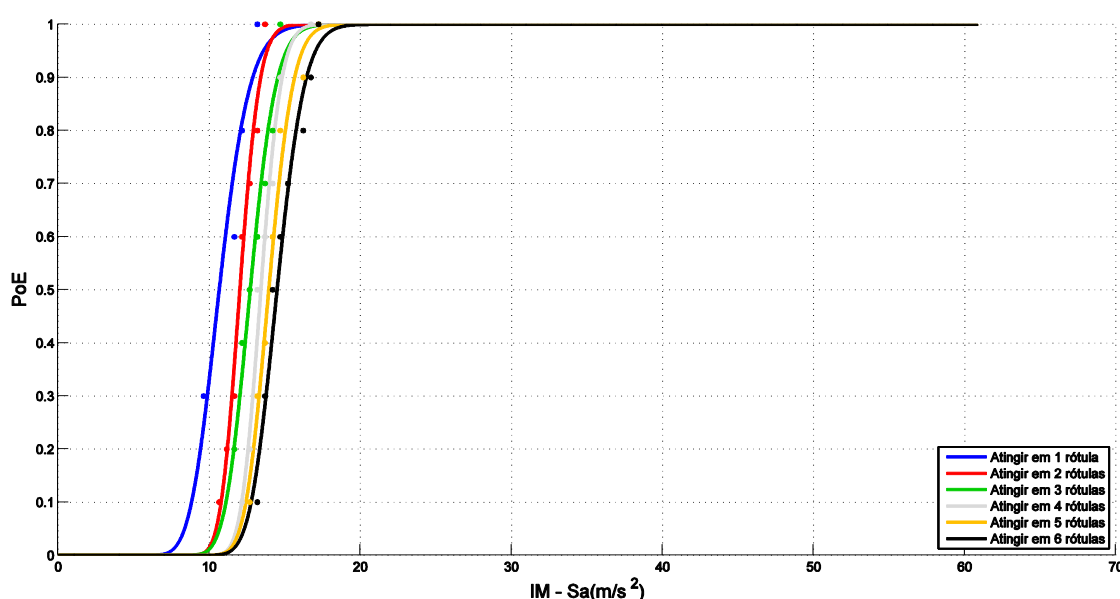


Figura 5.17 – Curva de fragilidade: Estado Limite DL, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos artificiais).

A figura 5.18 representa as curvas de fragilidade para o estado limite SD para o critério da rotação da corda para as 6 condições anteriormente referidas. Como seria espectável, nesta representação gráfica a ocorrência do estado limite SD surge para intensidades superiores (cerca de 3,5 vezes superior) às de ocorrência do estado limite DL. A ocorrência das 6 condições verifica-se que é igualmente próxima como já acontecia para o estado limite anterior. No entanto, apresentam um ligeiro aumento do afastamento entre as diferentes curvas.

A figura 5.19 representa as curvas de fragilidade para o estado limite NC para o critério de rotação da corda para as 6 condições. Na figura observa-se que relativamente ao estado limite anterior, o estado limite NC ocorreu em intensidades não muito superiores às verificadas para o estado limite SD (ver figura 5.20) e realça-se um maior afastamento na probabilidade de ocorrência para uma dada IM (*intensity measure*) entre a formação da segunda rótula e da terceira. Pelo critério da rotação da corda, a informação que se vê realçada é que, quando se atinge o estado limite SD, a ocorrência do estado limite NC verifica-se para intensidades muito próximas.

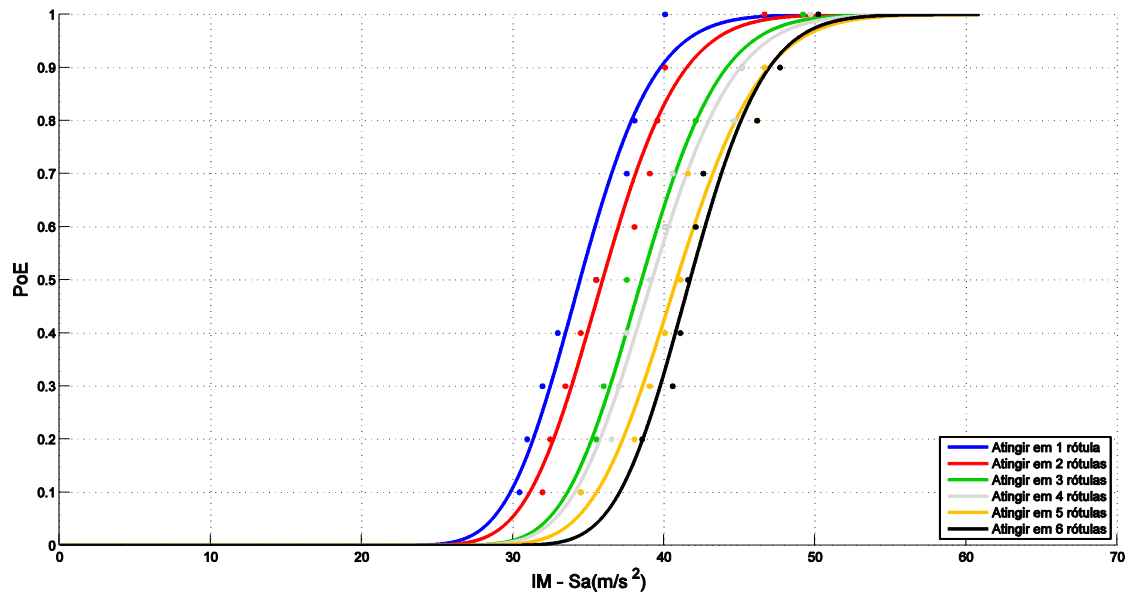


Figura 5.18 – Curva de fragilidade: Estado Limite SD, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos artificiais).

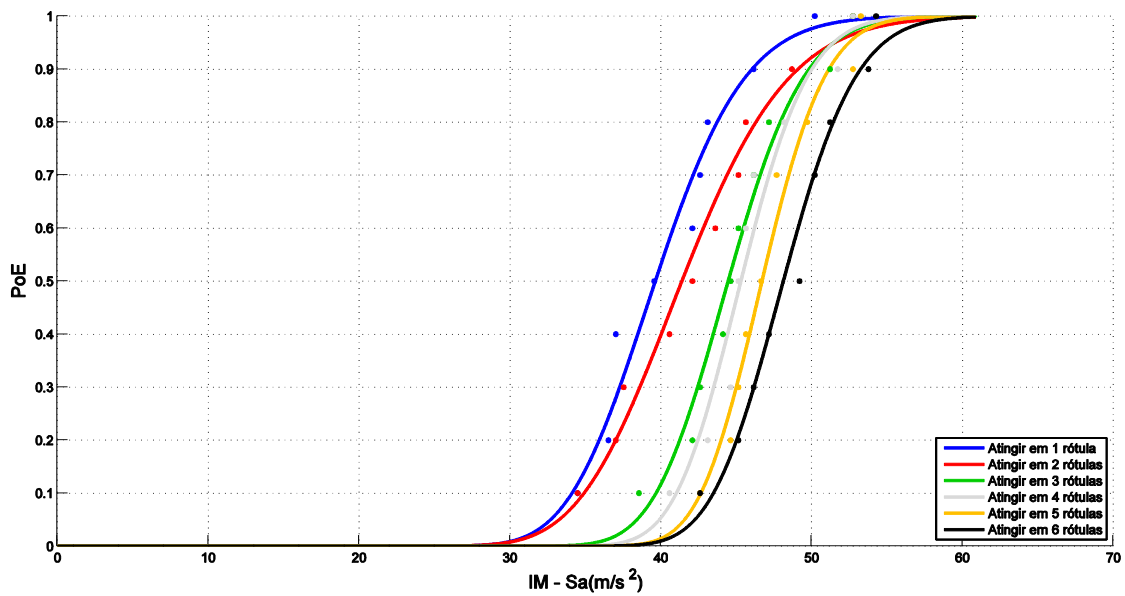


Figura 5.19 – Curva de fragilidade: Estado Limite NC, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos artificiais).

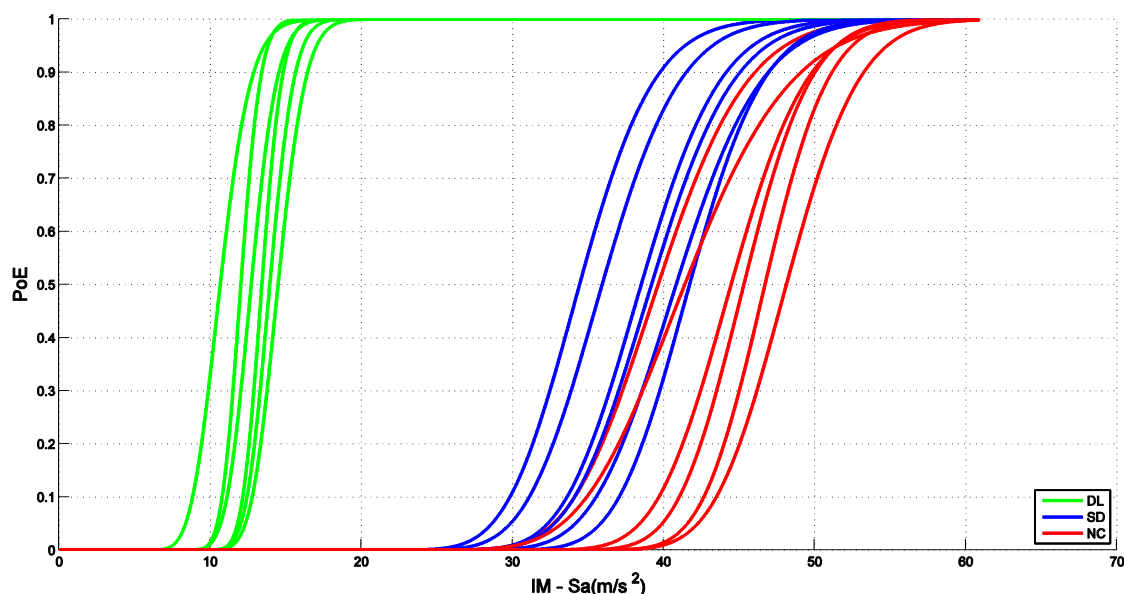


Figura 5.20 – Curva de fragilidade: Todos os estados limite e todas as condições do critério de rotação da corda (sismos artificiais).

A figura 5.21 apresenta a curva de fragilidade para o critério de esforço transversal do estado limite NC, tendo-se considerado neste as condições de rotura de pilar e de viga apresentadas no capítulo 5.1.2.1. O dimensionamento desejável, como já foi discutido anteriormente, consiste em atribuir às vigas ductilidade suficiente para formarem rótulas plásticas sem colapsarem, permanecendo os pilares sem dano de modo a que não atinjam a resistência máxima ao corte. O que se verifica nos resultados obtidos é que os pilares atingem a sua resistência máxima ao corte (em intensidades baixas) e as vigas atingem igualmente a rotura, o que mostra que o edifício não foi dimensionado segundo a filosofia que vigora como desejável. Os pilares atingiram mais facilmente o corte do que vigas.

Visualizando agora o estado limite DL simultaneamente para os critérios de *drift* e de formação da primeira rótula (figura 5.22), verifica-se que o critério de *drift* adotado pelo ASCE é mais condicionante do que o critério do EC8-3 para a formação da primeira rótula pois verifica-se que é atingido para intensidades mais baixas. O mesmo se verifica em termos de estado limite SD (figura 5.23) mas agora com uma diferença mais significativa entre os dois critérios (*drift* e rotação da corda).

Em termos de estado limite NC (figura 5.24), verifica-se que o critério mais condicionante para a estrutura é o critério de *drift* e de seguida por ordem apresenta-se, o do esforço transversal nos pilares, o do esforço transversal nas vigas, o do desenvolvimento de mecanismos e o de atingir a rotação última. No gráfico, verifica-se que o mecanismo é atingido mais facilmente do que a rotação da corda última, ou seja, ocorre para intensidades menores do que CR1, o que demonstra que o mecanismo global não contemplado em nenhuma norma é mais penalizador do que o critério de segurança do EC8-3 para o critério de rótula que se subentende nessa norma.

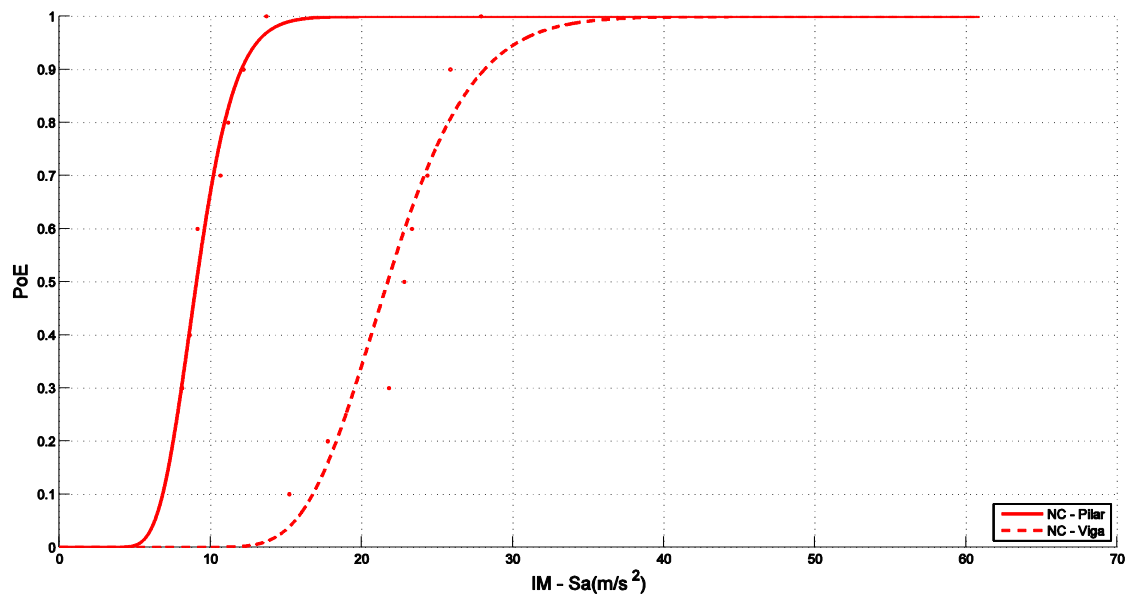


Figura 5.21 – Curva de fragilidade: Estado Limite NC do critério de corte para a condição de pilar e de viga (sismos artificiais).

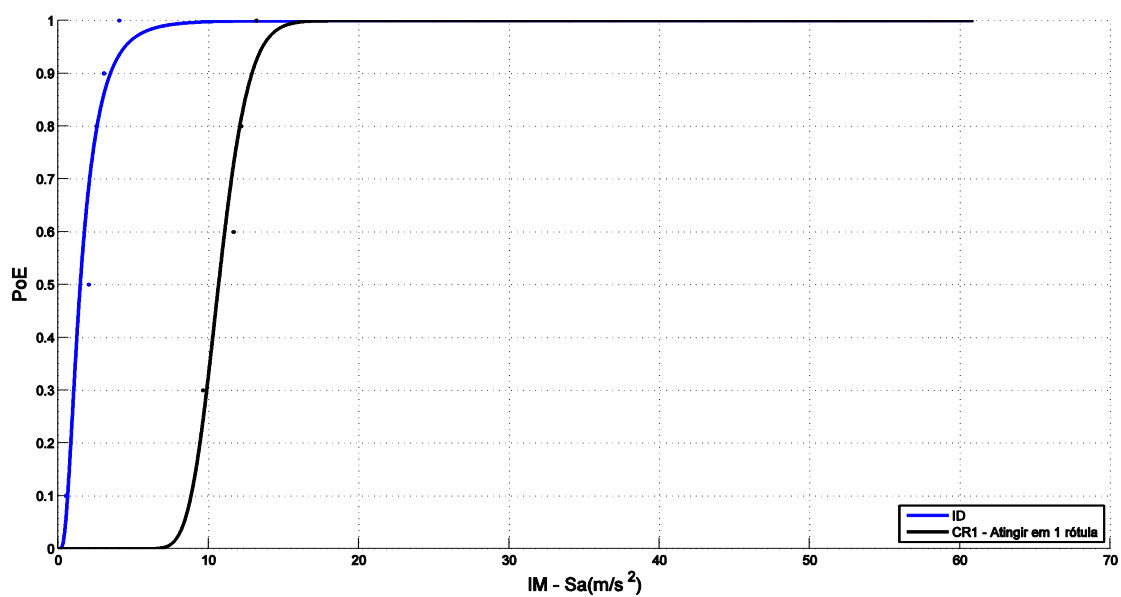


Figura 5.22 – Curva de fragilidade: Estado Limite DL para *drift* e para se atingir a primeira rótula desse estado (sismos artificiais).

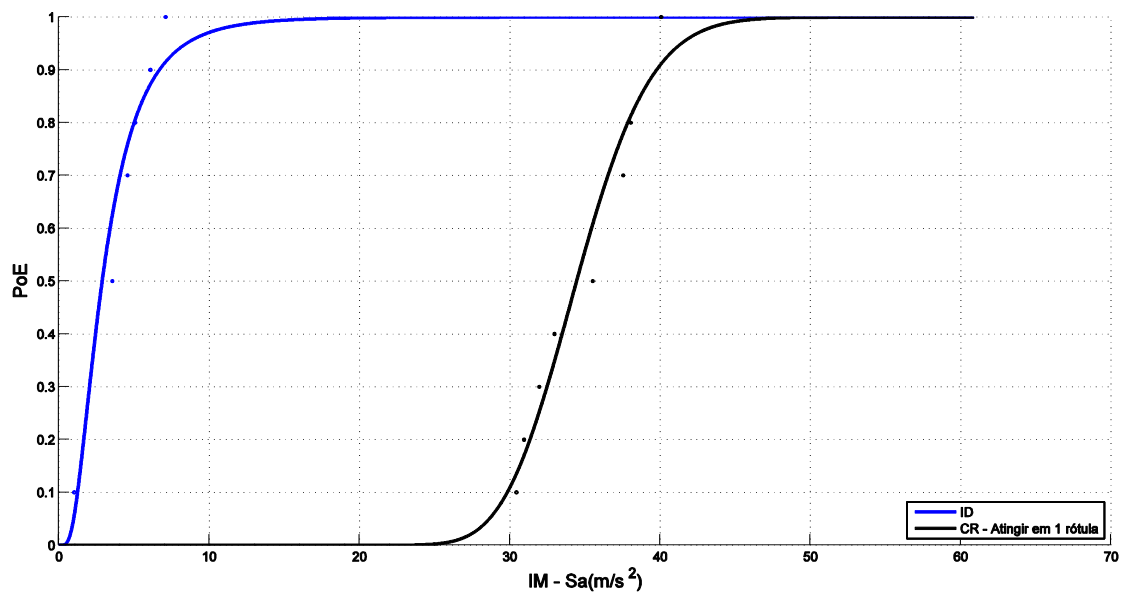


Figura 5.23 – Curva de fragilidade: Estado Limite SD para *drift* e para se atingir a primeira rótula desse estado (sismos artificiais).

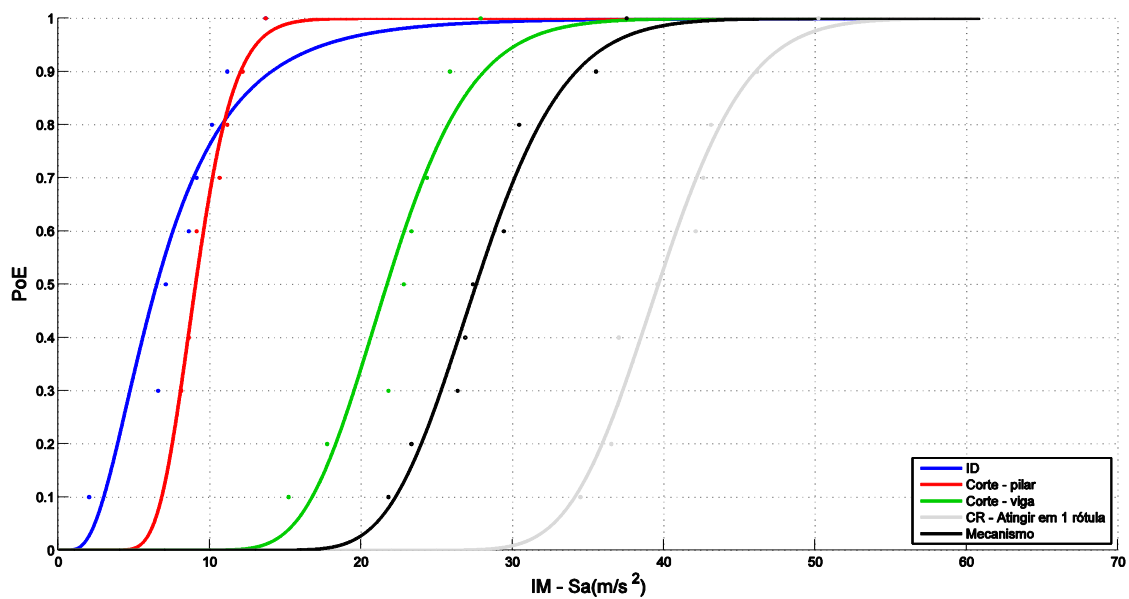


Figura 5.24 – Curva de fragilidade: Estado limite NC para *drift*, corte, formação da primeira rótula e mecanismo global (sismos artificiais).

A figura 5.25 mostra as curvas de fragilidade para todos os estados limites e todos os critérios considerados de modo a que possam mais facilmente ser observadas as suas relações. No gráfico apresentado, observa-se que a variabilidade das intensidades para as quais ocorrem os diferentes estados limite aumentam com o grau de severidade dos estados limite.

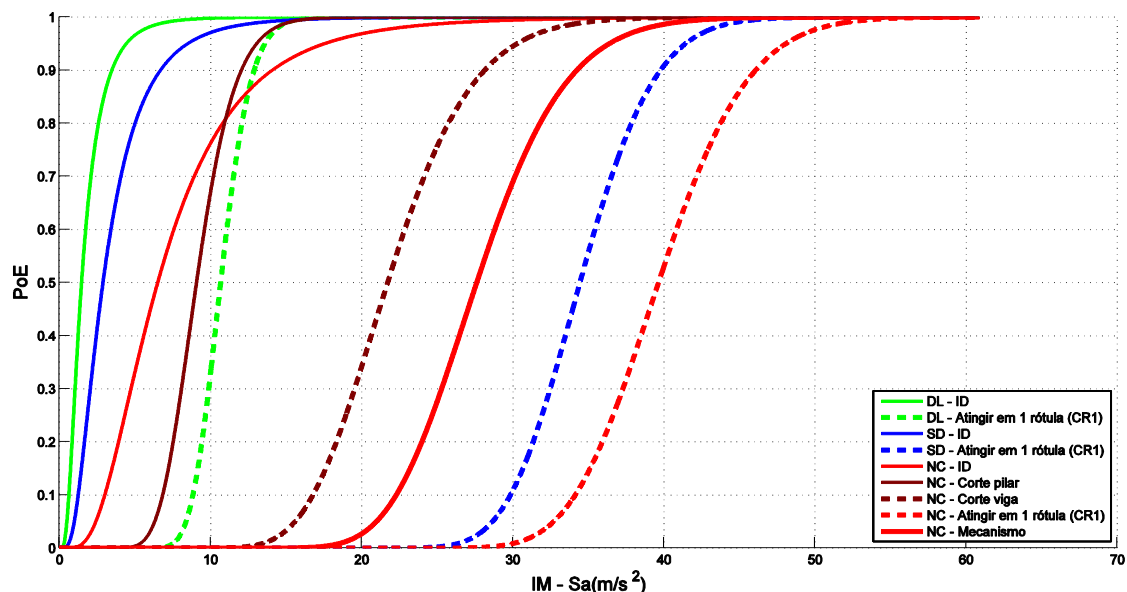


Figura 5.25 – Curva de fragilidade: Todos os estados limite e todos os critérios (sismos artificiais).

5.2.3.2. Curvas de fragilidade dos sismos reais

As curvas de fragilidade da figura 5.26 representam a probabilidade de excedência em função da medida de intensidade para o critério da rotação da corda nas suas seis condições para o estado limite DL. No gráfico observa-se uma variabilidade superior às mesmas curvas obtidas através de sismos artificiais, o que seria expectável dada a maior heterogeneidade da ação considerada nesta análise. Por outro lado, refira-se que, entre critérios (número de secções), as diferenças entre curvas de fragilidade são pouco importantes, verificando-se que o estado limite é ultrapassado pelo mesmo número de secções para praticamente os mesmos valores de intensidade em todos os sismos. Contudo, salienta-se que é a partir da 5ª secção que as curvas apresentam-se praticamente coincidentes, o que está em linha com o identificado quando se utilizam sismos artificiais, figura 5.17.

A figura 5.27 representa a curva de fragilidade para o estado limite SD para o critério de rotação da corda para as seis condições. Como seria expectável, nesta representação gráfica a ocorrência do estado limite SD surge para intensidades superiores. Nesta figura observa-se que a base de 10 sismos, escalada até ao valor de pico em acelerações de 2.0 g, apenas conduz ao estado limite SD na condição de apenas uma secção. Este facto é responsável pela dificuldade em assegurar um melhor ajuste das respetivas curvas de fragilidade. Tal como para o caso do estado limite DL, e contrariamente ao que se identifica usando uma base sísmica artificial, a variabilidade da ação é responsável pela maior dispersão da fragilidade estrutural, assim como, é também evidente que a primeira intensidade em que cada critério é atingido é praticamente coincidente. Devido à referida variabilidade, torna-se difícil evidenciar uma tendência, contudo poderá ser mencionado que entre 3 e 6 secções não existem diferenças consideráveis, pelo que a opção por cada um desses critérios conduziria a idênticos resultados numa análise da fragilidade desta estrutura.

A figura 5.28 representa as mesmas curvas de fragilidade para o estado limite NC. O que se verifica neste caso é semelhante ao que se verificou para o estado limite SD. Contudo, como seria expectável, a dificuldade em atingir as condições consideradas é ainda mais evidente.

A figura 5.29 apresenta as curvas de fragilidade para o critério de rotação da corda onde se podem observar os três estados limite considerados. Mais uma vez, observa-se que a curva do estado limite SD está bastante mais próxima da curva do estado limite NC do que da curva do estado limite DL. A este facto está associada a definição do estado limite intermédio (SD) como 75% do estado limite NC, que parece requer uma melhor avaliação dado que para determinado número de secções (entre 3 e 6) consideradas como excedendo o estado SD se confundem com as curvas de fragilidade definidas para o estado limite NC.

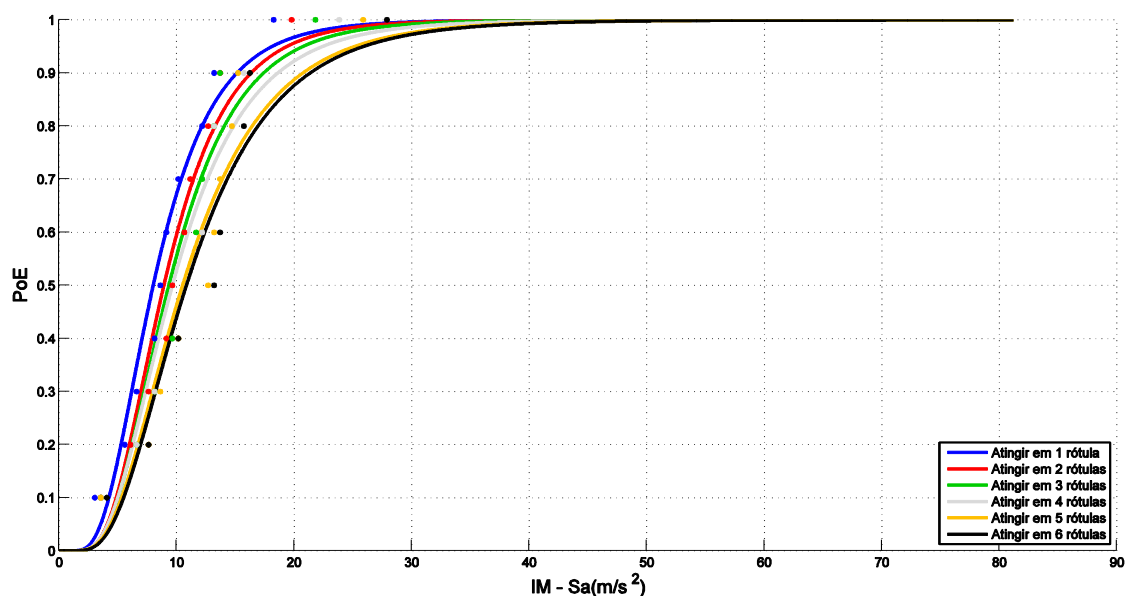


Figura 5.26 – Curva de fragilidade: Estado Limite DL, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos reais).

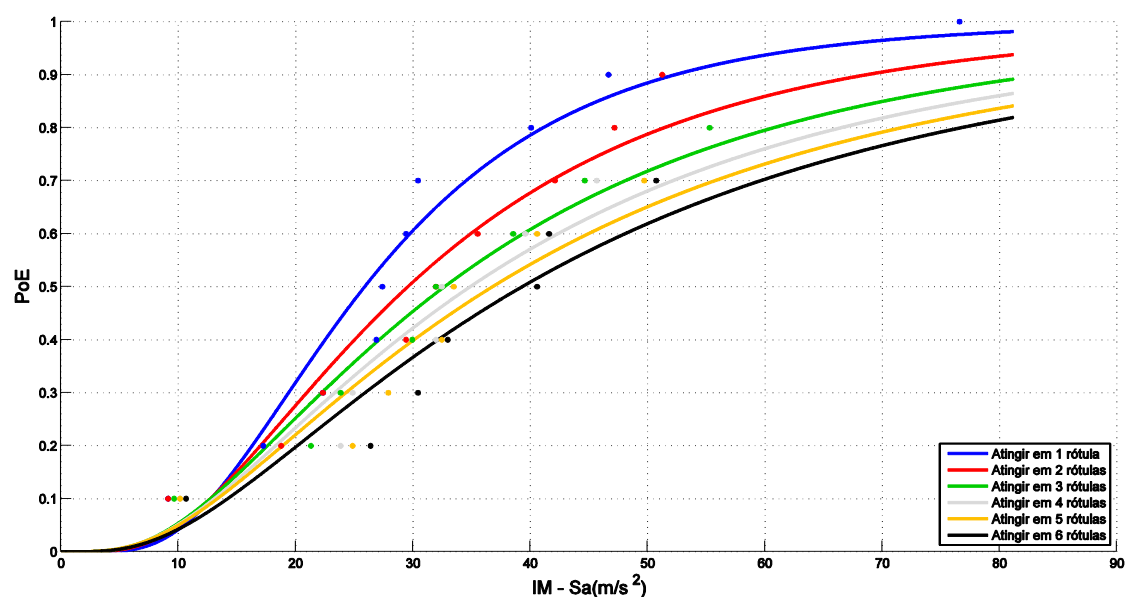


Figura 5.27 – Curva de fragilidade: Estado Limite SD, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos reais).

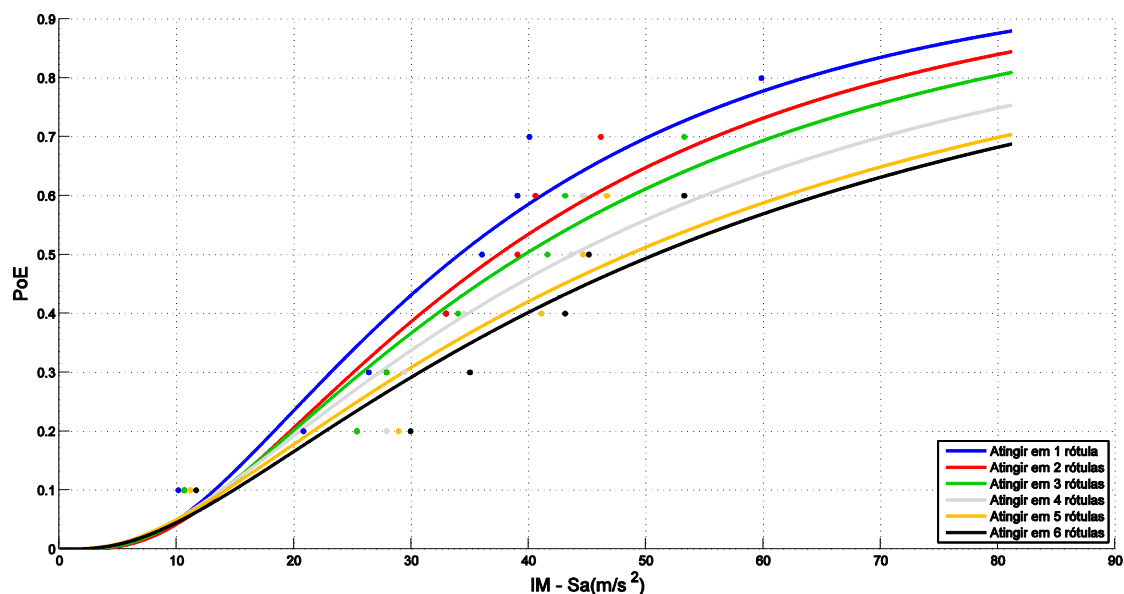


Figura 5.28 – Curva de fragilidade: Estado Limite NC, critério de rotação da corda para as 6 condições (sismos reais).

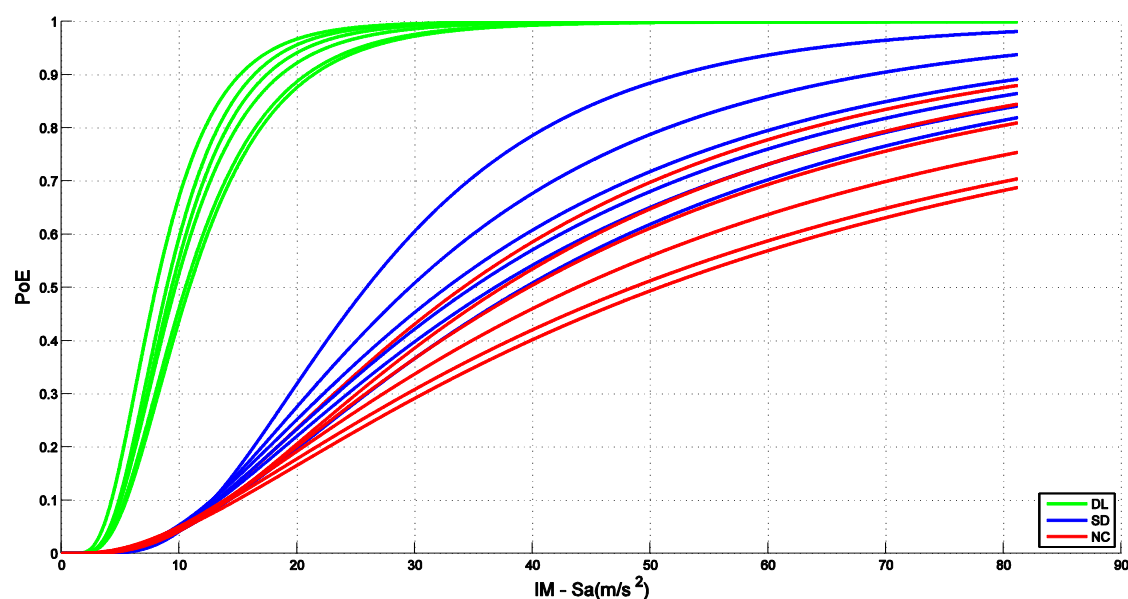


Figura 5.29 – Curva de fragilidade: Todos os estados limite para todas as condições do critério de rotação da corda (sismos reais).

A figura 5.30 representa as curvas de fragilidade para os estados limite do esforço transversal nos pilares e vigas. Nesta figura verifica-se, de forma semelhante ao que já acontecia para sismos artificiais, que o corte de pilares ocorre mais facilmente do que o corte de vigas, pois ocorre para menores intensidades. Verificando-se agora o estado limite DL para o critério de *drift* e formação da primeira e terceira rótulas (figura 5.31), verifica-se que o critério ID adotado é mais condicionante do que o critério de rotação da corda tal como já acontecia para os sismos artificiais. Pelo gráfico da

figura 5.31, observa-se que para cerca de 20 m/s^2 de aceleração espectral, as curvas se intercetam não se distanciando de seguida o suficiente para que se possa dizer que o critério CR1 tenha passado a ser mais penalizador do que o critério ID a partir dessa intensidade. Sobre a figura 5.32, que representa a mesma informação que na 5.31 mas agora para estado limite SD, verifica-se um maior afastamento entre estes critérios comparativamente ao que acontecia para sismos artificiais (figura 5.23).

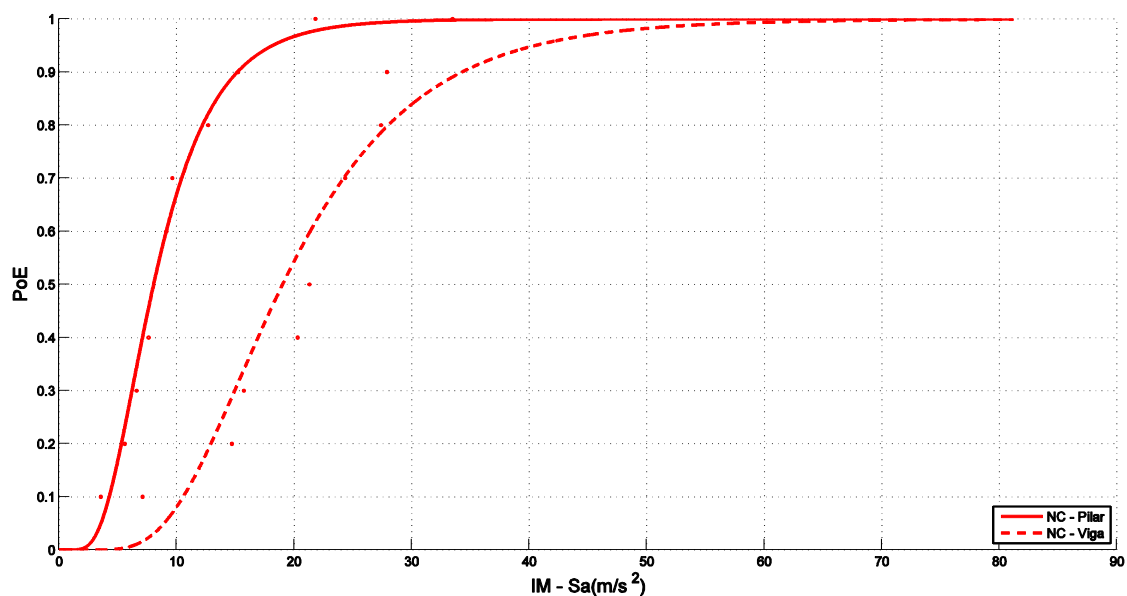


Figura 5.30 – Curva de fragilidade: Estado Limite NC do critério de corte para a condição de pilar e de viga (sismos reais).

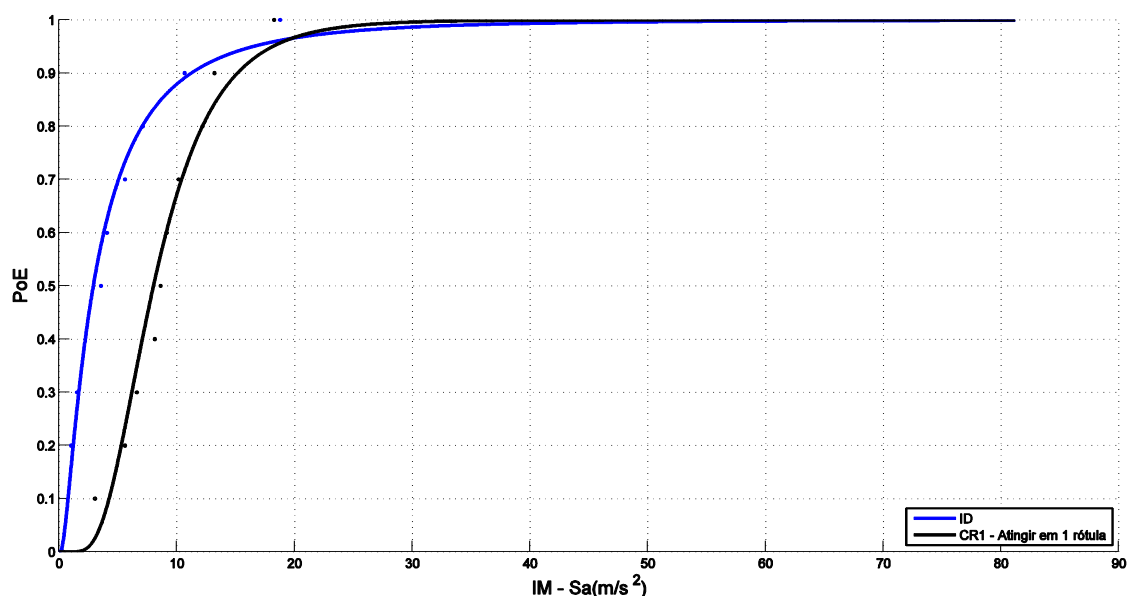


Figura 5.31 – Curva de fragilidade: Estado Limite DL para *drift* e para se atingir a primeira rótula desse estado (sismos reais).

Avaliando a figura 5.33, que representa para o estado limite NC critérios de *drift* (ID), corte nos pilares, corte nas vigas, rotação da corda e mecanismos, verifica-se que até aproximadamente 5 m/s^2

de aceleração espectral, o critério de *drift* ocorre mais facilmente, contudo a partir desse valor o critério que comanda em termos de estado limite NC é o corte nos pilares.

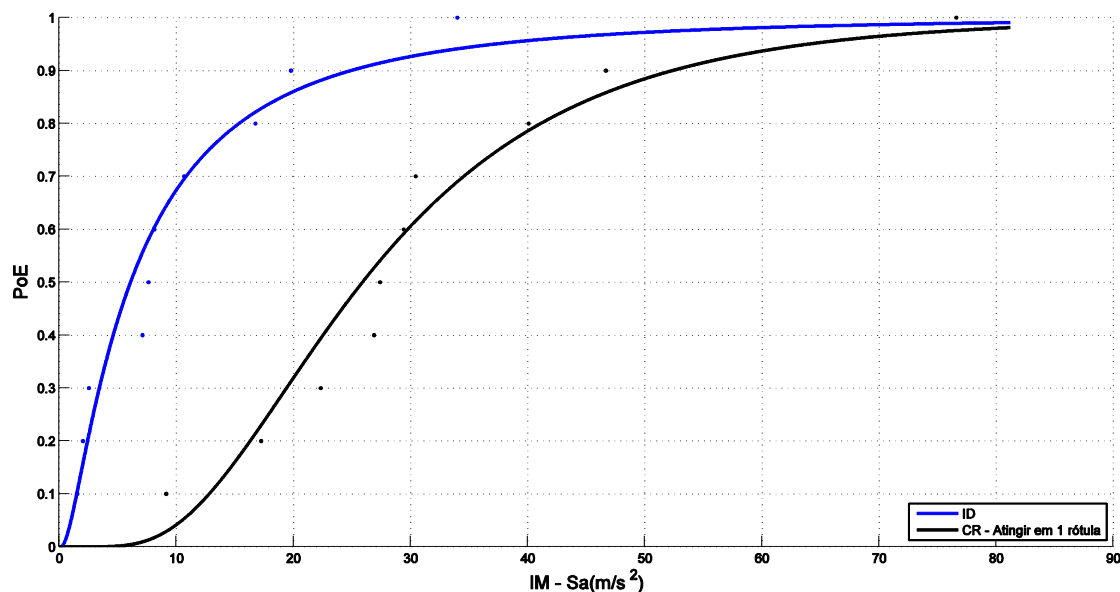


Figura 5.32 – Curva de fragilidade: Estado Limite SD para *drift* e para se atingir a primeira rótula desse estado (sismos reais).

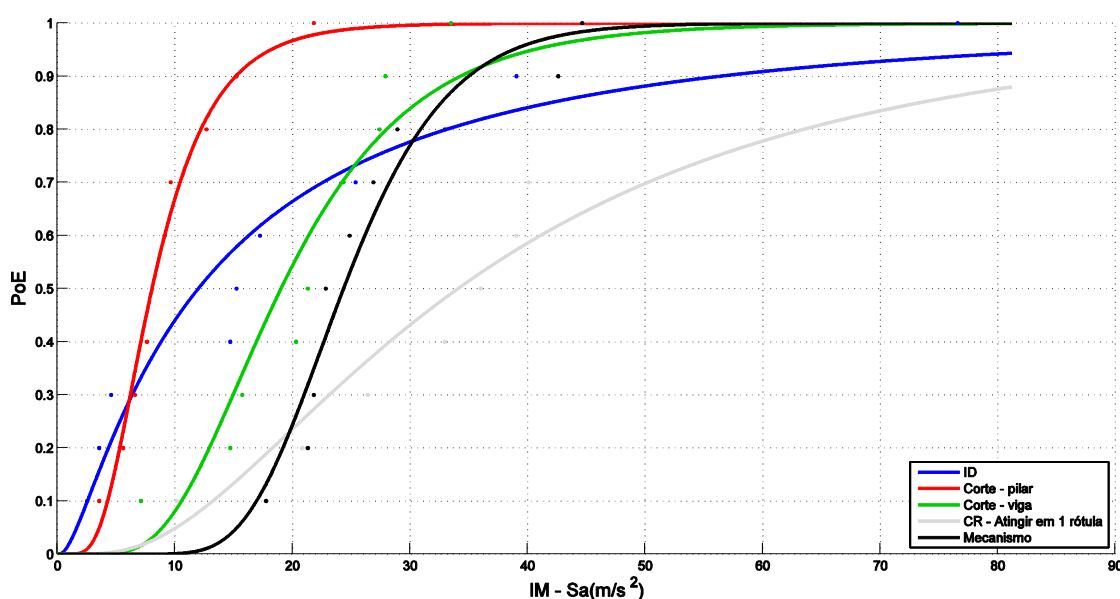


Figura 5.33 – Curva de fragilidade: Estado Limite NC para *drift*, corte, formação da primeira rótula e mecanismo global (sismos reais).

Neste gráfico realça-se ainda o facto do critério de formação de mecanismo global, a partir de uma aceleração espectral de 20 m/s^2 , começa a apresentar maior probabilidade de excedência do que a condição CR1, ou seja, nos sismos reais a partir de determinada intensidade o mecanismo ocorre mais facilmente do que a rotação da corda última. Esta situação já se verificava no caso dos sismos artificiais.

A figura 5.34 apresenta a comparação entre todos os estados limite e todos os critérios considerados. Da figura observa-se que todos os critérios apresentam probabilidade de excedência abaixo de uma aceleração espectral de 11 m/s^2 , ou seja, com os sismos reais a ocorrência dos critérios desenvolve-se para intensidades relativamente mais baixas do que com os sismos artificiais.

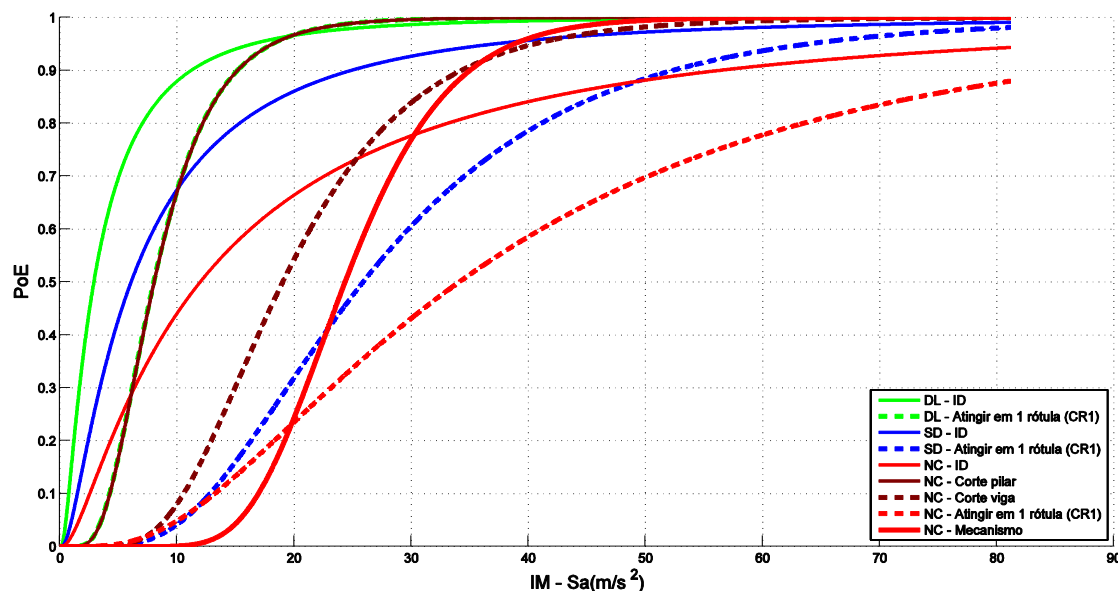


Figura 5.34 – Curva de fragilidade: Todos os estados limite e todos os critérios.

5.2.4. COMPARAÇÃO ENTRE TODOS OS CRITÉRIOS EM *DRIFT*

5.2.4.1. Comparação entre todos os critérios em *drift* para sismos artificiais

A comparação entre os diferentes critérios pode ser efetuada de diferentes formas, contudo se se padronizar todos os critérios estabelecidos em *drift* é possível comparar todos os critérios entre si utilizando o mesmo parâmetro estrutural. As figuras 5.35, 5.36 e 5.37 mostram todos os critérios padronizados para *drift* e separados por pisos. Nas figuras encontram-se apresentados os valores de *drift* máximo, mínimo e médio (\square) quando se atingiu determinado critério nos diferentes estados limite. Na figura 5.35 observa-se que os limites do critério de *drift* considerados (1%, 2% e 4%) foram atingidos no piso 1 sendo nos restantes pisos menores. Esta tendência confirma-se para todos os outros critérios em termos de máximos e médios, o que mostra que para sismos artificiais, não há dúvida que o piso 1 é o mais penalizado por qualquer um dos critérios.

Considerando que os critérios mais penalizadores para a estrutura em estado limite NC serão aqueles que se atingem para menores *drifts* mínimos, pela análise da figura 5.38 observa-se que o critério de corte em pilares é mais penalizador para a estrutura verificando-se de seguida e por ordem de mais penalizador para o menos penalizador, o critério de corte de viga e o critério de *drift*. É importante não esquecer que o critério de *drift* (ID) é comparado pelo seu máximo relativamente aos mínimos dos restantes sob esta perspetiva, pois este critério ocorre quando são atingidos os seus limites máximos considerados pelo ASCE. Da figura 5.38, é interessante observar que o valor mínimo de *drift* obtido para o critério de formação de mecanismo global apresenta um valor inferior aos 4% de limite de critério ID, contudo o critério de formação de mecanismos globais apresenta não só um valor médio superior como também apresenta maior diferença entre *drift* máximo e mínimo obtido. Observando a figura em termos de valores médios (\square) realça-se o facto de, nos sismos artificiais, o critério de se

atingir as n rotações e o critério de formação do mecanismo global ocorrerem para *drifts* médios muito semelhantes. Pela figura constata-se ainda que o critério de formação de mecanismos globais apresenta a maior diferença entre a ocorrência desse critério para *drift* mínimo e máximo, o que pode significar que a consideração do critério de formação de mecanismo dificilmente consegue ser imposto através de um limite de *drift*. Os critérios de se atingirem as n rotações limite (CR1 a CR6 para os três estados limite) não variam muito entre si.

Nas figuras observa-se que alguns critérios apresentam valores excessivos de *drift*, contudo, como se pode observar os valores médios (\square) encontram-se bastante distanciados. Na verdade, os valores excessivos de *drift* apresentados surgem num número reduzido de sismos e devem-se à maior exigência encontrada em alguns dos sismos considerados que já se poderia encontrar próximo do colapso da estrutura nesse ponto.

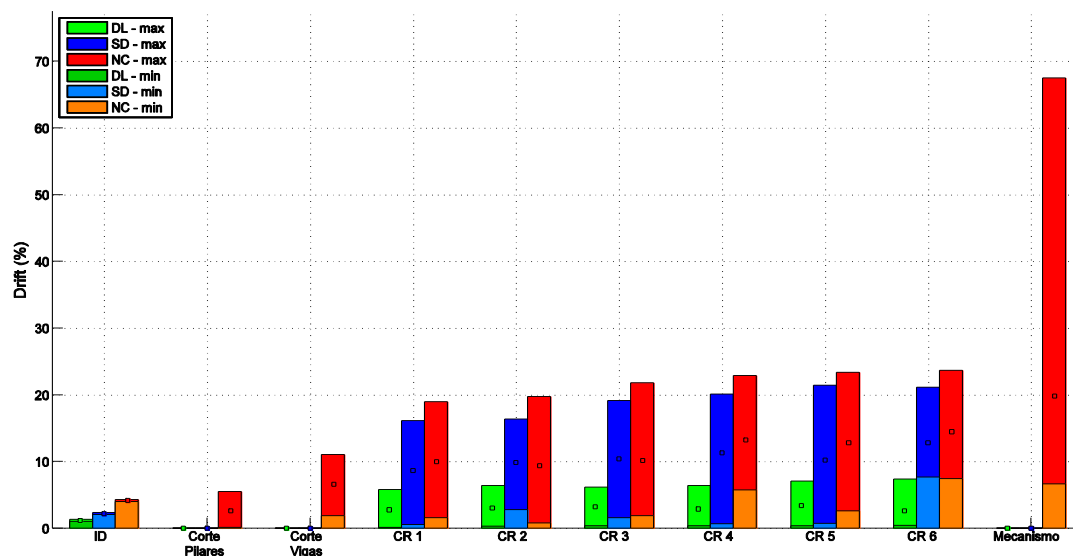


Figura 5.35 – Todos os critérios avaliados em *drift* (%) máximo, mínimo e médio (\square) para o Piso 1 (sismos artificiais).

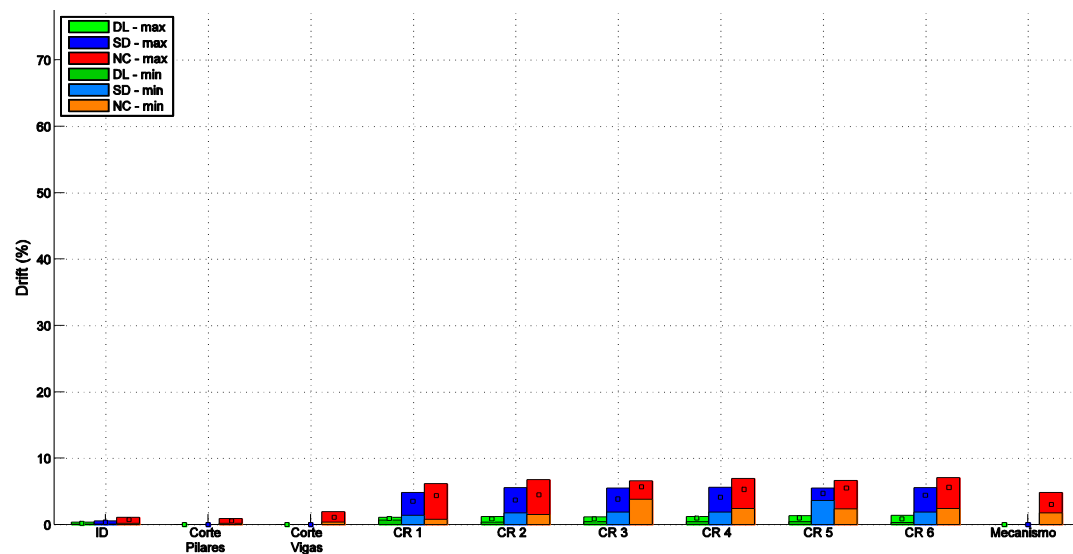


Figura 5.36 - Todos os critérios avaliados em *drift* (%) máximo, mínimo e médio (\square) para o Piso 2 (sismos artificiais).

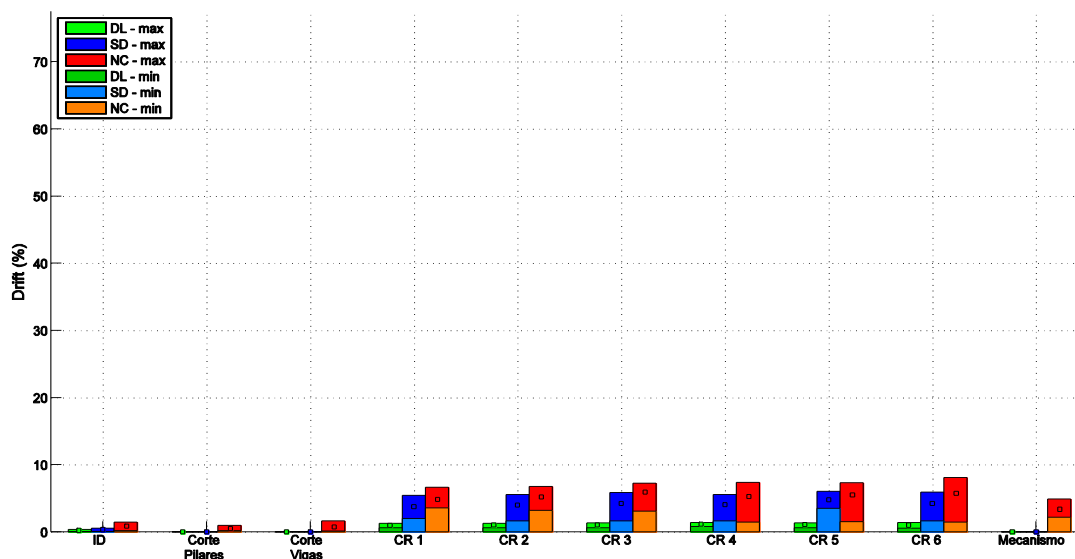


Figura 5.37 - Todos os critérios avaliados em *drift* (%) máximo, mínimo e médio (\square) para o Piso 3 (sismos artificiais).

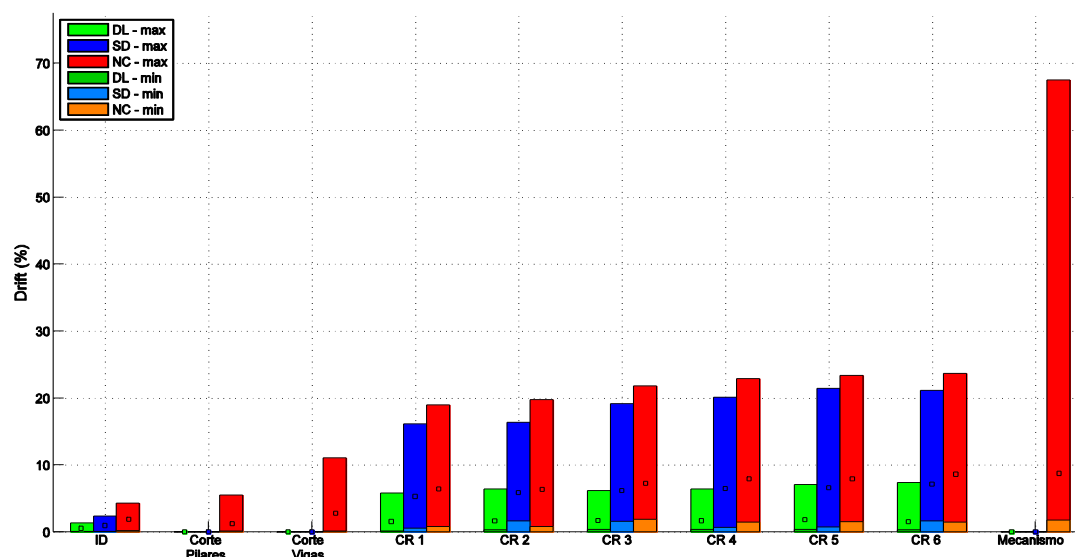


Figura 5.38 – Critérios avaliados em *drift* (%) máximo, mínimo e médio (\square) para o pórtico (sismos artificiais).

5.2.4.2. Comparação entre todos os critérios em *drift* para sismos reais

As figuras 5.39, 5.40 e 5.41 apresentam todos os critérios padronizados em *drift* e separados por pisos. Nas figuras encontram-se representados os valores de *drift* máximo, mínimo e médio (\square) quando se atinge determinado critério nos diferentes estados limite. Na figura 5.39 observa-se que os limites do critério de *drift* (ID) considerados (1%, 2% e 4%) foram atingidos no piso 1 como já acontecia com os sismos artificiais. Esta tendência confirma-se igualmente para todos os critérios em termos de máximos e médios, o que mostra que para sismos reais também não existe dúvida que o piso 1 seria o mais penalizado por qualquer um dos critérios. Da figura 5.42 observa-se que o critério de corte em pilares continua a ser o mais penalizador para a estrutura, seguindo-se por ordem de mais penalizador para menos penalizador, o critério de corte de vigas e o critério ID, como já acontecia nos sismos artificiais. É interessante observar que o valor mínimo de *drift* obtido para o critério de formação de

mecanismo global apresenta um valor inferior aos 4% de limite de critério ID, contudo o critério de formação de mecanismos globais apresenta não só um valor médio superior como também apresenta maior diferença entre *drift* máximo e mínimo obtido. Sobre os critérios de se atingir as *n* rótulas limite e o critério de formação de mecanismo global, observa-se que estes são os menos penalizadores para a estrutura no que diz respeito ao estado limite NC e que em termos de valores médios e mínimos apresentam valores de *drift* muito semelhantes. O critério de formação de mecanismos globais é o critério que apresenta maior diferença entre o valor máximo e mínimo de *drift*.

Pela análise da figura 5.39 e 5.42, verifica-se que por vezes o estado limite SD (local) apresenta maior *drift* do que o estado limite NC (local), situação esta um pouco estranha, pois espera-se que a rotação da corda de NC ocorra para deformações superiores às deformações do limite de rotação de corda SD. Esta situação só se verificou no piso 1 e por isso em termos de máximos. Esta diferença verificada entre patamares de estado limite SD e NC, ocorre porque se está a avaliar a primeira condição que ocorre, e nesse instante é que se foi retirar o *drift* correspondente que pode não ser máximo. Uma coisa é a determinação do máximo *drift* e outra coisa distinta é a determinação da primeira ocorrência do critério.

Pelas figuras observa-se ainda que, o critério de se atingir a maioria das *n* rótulas, apresenta a maior diferença entre a ocorrência desse critério para *drift* mínimo e máximo, situação esta que nos sismos artificiais ocorria para a formação de mecanismos globais. Os critérios de se atingir as rotações limite (CR1 a CR6 para os três estados limite) não variam muito entre si em termos de valores médios.

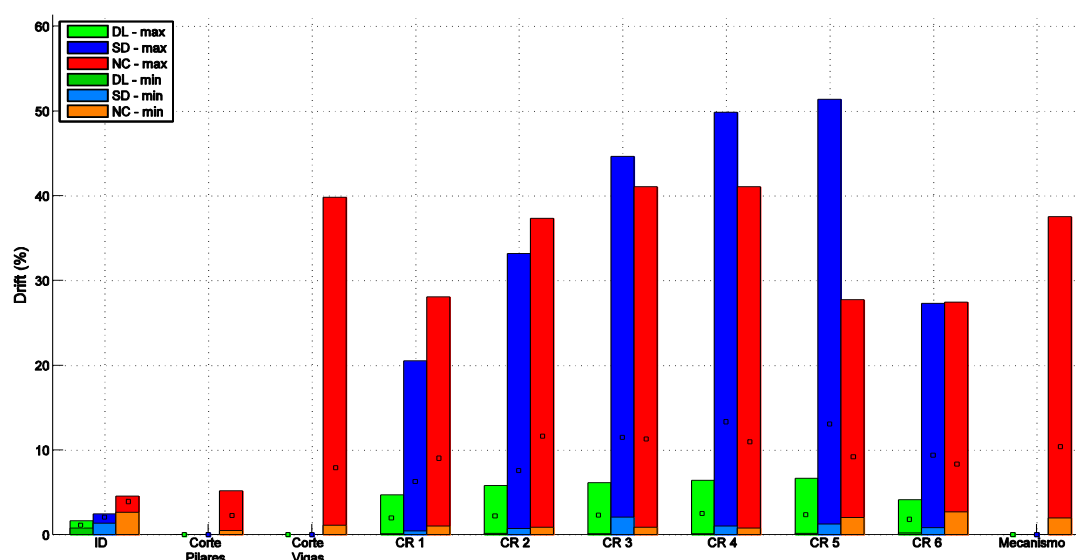


Figura 5.39 - Todos os critérios avaliados em *drift* (%) máximo, mínimo e médio (□) para o Piso 1 (sismos reais).

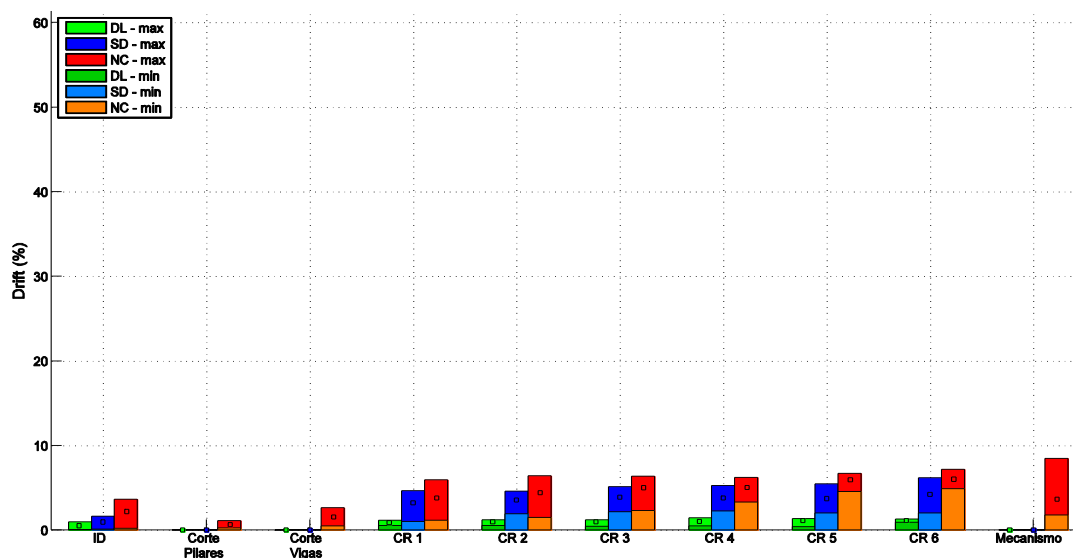


Figura 5.40 - Todos os critérios avaliados em *drift* (%) máximo, mínimo e médio (□) para o Piso 2 (sismos reais).

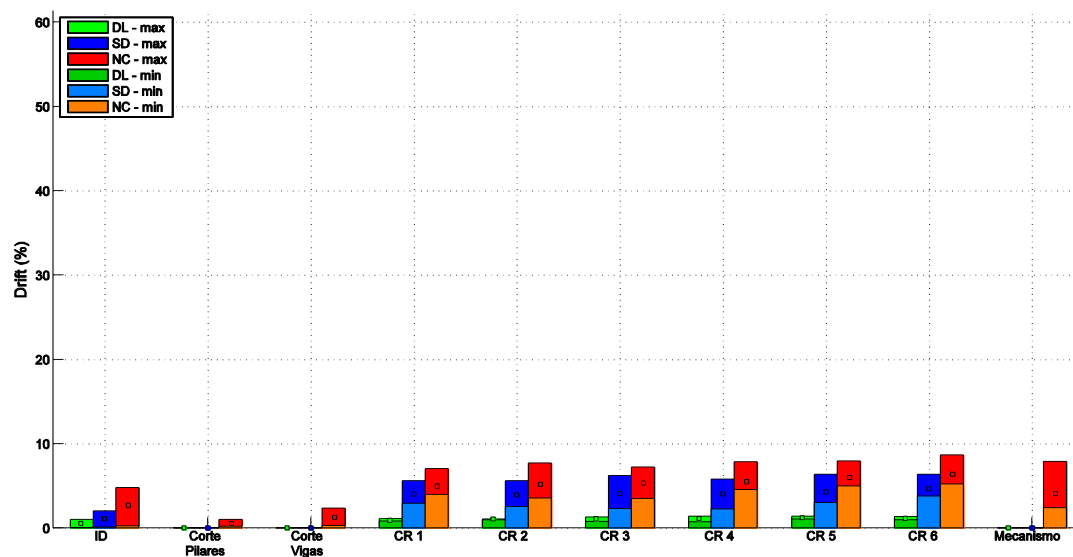


Figura 5.41 - Todos os critérios avaliados em *drift* (%) máximo, mínimo e médio (□) para o Piso 3 (sismos reais).

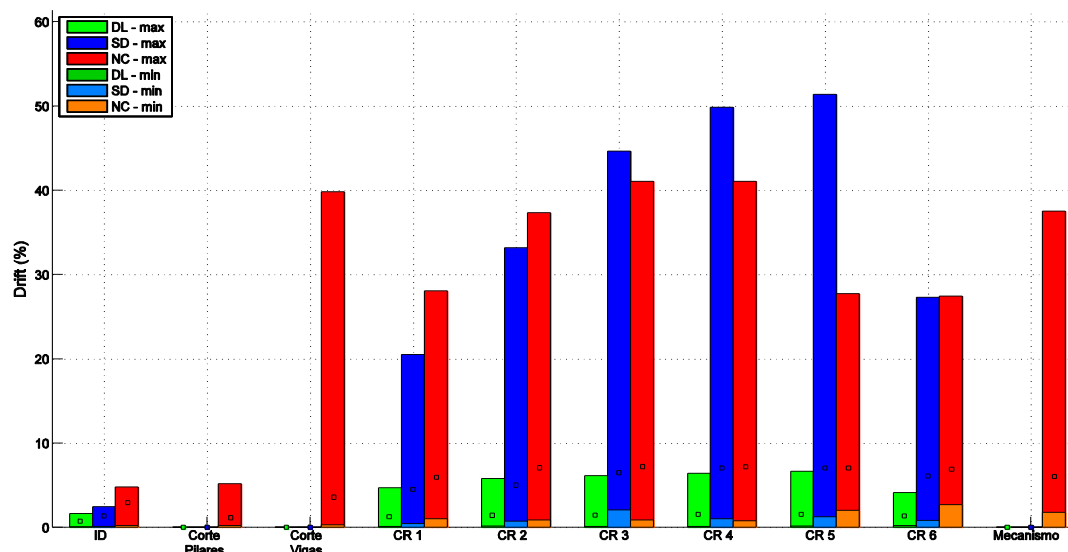


Figura 5.42 - Critérios avaliados em *drift* (%) máximo, mínimo e médio (\square) para o pórtico (sismos reais).

5.3. COMPARAÇÃO ENTRE SISMOS ARTIFICIAIS E REAIS

Uma vez expostos os resultados para as análises realizadas com sismos artificiais e reais, apresenta-se de seguida um conjunto de tópicos de discussão segundo as temáticas abordadas para comparação mais direta entre os resultados obtidos com ambos os tipos de sismos.

Formação de mecanismo global

- (i) O que se observa da ocorrência de mecanismos globais é que, com os sismos reais, estes têm maior tendência para ocorrerem em intensidades mais baixas nos sismos artificiais. Os mecanismos globais que ocorrem são bastante similares entre sismos reais e artificiais.
- (ii) A tabela 5.4 indica a média (μ), a mediana ($\hat{\mu}$) e o desvio padrão (σ) das intensidades em que se obteve mecanismo global para cada sismo no caso de artificiais e reais. Da tabela verifica-se que nos sismos artificiais existe um menor desvio padrão, contudo constata-se que nos sismos reais a ocorrência de mecanismo ocorre para intensidades mais baixas.

Tabela 5.4 – Média, mediana e desvio padrão em termos de acelerações espectrais para as intensidades onde se formou o primeiro mecanismo global para cada sismo no caso de artificiais e reais (m/s^2).

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	μ	$\hat{\mu}$	σ
Artificiais	23,3	35,5	21,8	29,4	37,5	35,5	27,4	26,4	26,9	30,4	29,4	28,4	5,33
Reais	44,6	28,9	24,9	17,8	22,8	42,6	26,9	21,8	22,8	21,3	27,4	23,8	9,1

Capacidade

- (i) Pelas curvas de capacidade apresentadas, constata-se que resultados obtidos com os sismos artificiais são mais similares entre si do que os dos sismos reais.

- (ii) Em ambos os casos, verificou-se o fenómeno de “ressuscitamento” da estrutura (mencionado no capítulo 5.2.2.1 e 5.2.2.2). Este fenómeno apresenta-se como sendo um endurecimento da resposta estrutural definida pela curva de IDA. Assim, observa-se que para intensidades de ação mais baixas, o comportamento estrutural definido pela evolução da curva de IDA indicia a ocorrência de um fenómeno de colapso global (percetível pelo facto da curva IDA apresentar uma inclinação próxima da horizontal) enquanto para intensidades mais elevadas, a curva IDA ressurgiu com uma inclinação superior, o que indica que a resposta estrutural já não corresponde a um estado de colapso.
- (iii) Efetuando-se um balizamento entre sismos artificiais e reais para as curvas de capacidade de deslocamento máximo em função de corte basal máximo (figura 5.13 e 5.16) obtém-se a tabela 5.5. Considerando o mesmo nível de deslocamentos, o que se verifica pela tabela é que o corte basal máximo obtido das análises com os sismos reais é superior ao valor obtido com os sismos artificiais. Observa-se ainda que os valores obtidos com os sismos reais se aproximam mais do corte basal obtido com a análise pushover do que os obtidos com os artificiais. Estes aspetos demonstram assim a maior severidade dos sismos reais considerados.

Tabela 5.5 - Balizamento entre sismos artificiais e reais para as curvas de capacidade de deslocamento máximos em função de corte basal máximo (kN).

Dmax de topo (m)	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25
Artificiais ($V_{\min, \max} - V_{\max, \max}$)	40-200	75-250	110-260	80-320	120-340
Reais ($V_{\min, \max} - V_{\max, \max}$)	50-210	100-320	150-460	190-500	210-540

Fragilidade

- (i) As curvas de fragilidade verificadas para a rotação da corda nos três estados limite exibem, no caso de sismos artificiais, maior verticalidade do que nos sismos reais, o que significa que no caso dos sismos artificiais para a mesma intensidade, duas condições consecutivas apresentam grande diferença de probabilidade de excedência para a mesma intensidade da ação. A tabela 5.6 representa em termos de acelerações espectrais a ocorrência aproximada para o critério de se atingir a primeira rótula nos três estados limite. Da tabela verifica-se que a primeira secção a atingir o estado limite surge para intensidades mais baixas nos sismos reais do que nos sismos artificiais, para os três estados limite. Na tabela 5.7 observa-se que acontece o mesmo para o estado limite de esforço transversal nos pilares e nas vigas.

Tabela 5.6 – Intensidades da secção para as quais ocorreu o critério CR1 para os três estados limite (sismos artificiais e reais).

Estado Limite	Artificiais - S_a (m/s^2)	Reais - S_a (m/s^2)
DL	7	1
SD	24	3
NC	27	4

Tabela 5.7 – Ocorrência do critério esforço transversal nos pilares e nas vigas para sismos artificiais e reais.

Critério	Artificiais - S_a (m/s^2)	Reais - S_a (m/s^2)
Corte pilar	6	2
Corte Viga	12	6

- (ii) Para os sismos reais constata-se que por um lado os critérios são atingidos para intensidades mais baixas, e por outro lado, existe dificuldade em atingir as condições dos estados limite SD e NC para as várias condições consideradas.

Critérios em *drift*

- (i) Considerando que o critério que ocorre para intensidades de ação mais baixas é aquele que ocorre para menor *drift*, nomeia-se esse aqui como o mais penalizador, definindo-o para cada estado limite (tabela 5.8). A tabela foi construída segundo valores médios de *drift* para o pórtico, segundo o que foi discutido nos Capítulos 5.2.4.1 e 5.2.4.2, avaliando em termos do pórtico (figura 5.38 e 5.42). Da tabela constata-se que para quase colapso (NC) o critério mais penalizador é um critério local enquanto para os estados limite de danos significativos e limitação de danos o critério mais penalizador é um critério global. Na construção desta tabela excluiu-se a consideração da formação de mecanismo global, apesar de este apresentar um *drift* mínimo inferior a 4%, pois apresenta grande diferença entre máximo e mínimo *drift*, bem como valor médio superior ao critério de ID.

Tabela 5.8 – Critérios mais penalizadores nos diferentes estados limite para sismos artificiais e reais.

Estado limite	Sismos	1º a ocorrer	2º a ocorrer	3º a ocorrer
DL	A	<i>Drift</i> (ID)	CR1	CR2
	R	<i>Drift</i> (ID)	CR1	CR2
SD	A	<i>Drift</i> (ID)	CR1	CR2
	R	<i>Drift</i> (ID)	CR1	CR2
NC	A	Corte pilar	Corte viga	<i>Drift</i> (ID)
	R	Corte pilar	Corte viga	<i>Drift</i> (ID)

- (ii) Avaliando a diferença entre a consideração de um critério global (ID) e um critério local (CR1), para *drift* máximo e para valores médios de CR1, constrói-se a tabela 5.9. Da tabela verifica-se que a adoção de critério global considerado pela norma do ASCE é mais exigente do que o critério local do EC8-3 pois verifica-se que no estado limite SD e NC, o critério ID é atingido para níveis de deformação lateral inferiores aos que levam à ocorrência do critério global e no caso do estado limite DL os valores médios apresentados são muito próximos do limite considerado pela norma do ASCE.

Tabela 5.9 – Comparação entre critério global e critério local.

Estado limite	Sismos	ID máximo (%)	CR1 médio (% de drift)
DL	A	1	0,9
	R	1	0,9
SD	A	2	5
	R	2	4
NC	A	4	6
	R	4	6

- (iii) Avaliando a comparação entre critérios globais, ou seja, ID e desenvolvimento de mecanismos globais em termos de máximos para *drift* (ID) e mínimos para formação de mecanismo global, verifica-se que o critério de formação de mecanismo global ocorre para valores de *drifts* mínimos inferiores aos limites do critério ID. No entanto, em termos de valores médios, a formação de mecanismos globais ocorre para *drifts* superiores aos limites de ID. Uma vez que o critério de formação de mecanismo apresenta grande variabilidade em termos de *drift*, talvez seja mais correto poder afirmar que o critério ID imposto pelo ASCE é mais exigente do que a consideração da formação de mecanismos globais (tabela 5.10).

Tabela 5.10 – Comparação entre critérios globais.

Estado limite	Sismos	ID (% drift máximo)	Mecanismo (% drift mínimo)	Mecanismo (% drift médio)
NC	A	4	2	9
	R	4	2	6

- (iv) Dos resultados obtidos observa-se que o critério de desenvolvimento do mecanismo global ocorre praticamente sempre após todos os outros critérios. No entanto, nos sismos artificiais, o critério da formação das rótulas (CR1 a CR6) surge após o critério de mecanismo global.

6

ANÁLISE DO RISCO E DOS CUSTOS DE REPARAÇÃO

6.1. METODOLOGIA DE ANÁLISE

6.1.1. RISCO

O risco é a probabilidade de ocorrência de um estado limite e é obtido a partir da função de fragilidade (p_f) e da perigosidade sísmica (H). A função de fragilidade já foi comentada no Capítulo 5 e a perigosidade (H) é uma função que pretende descrever a probabilidade de ocorrência do movimento de vibração de solo tendo em conta as condições da sismogénese do local em análise. O valor do risco (λ) é dado pelo integral da equação 6.1.

$$\lambda = \int_0^{\infty} p(x) \left| \frac{\partial H(x)}{\partial x} \right| dx \quad (6.1)$$

Apesar da resolução da equação 6.1 ser, na maioria dos casos, obtida pela via numérica, existem propostas alternativas para a sua resolução analítica (Vamvatsikos, 2013) que recorre às expressões 6.2 e 6.3 e que são de aplicação mais simples.

$$\lambda = \sqrt{p} K_0^{1-p} [H(\hat{s})]^p \exp \left[\frac{k_1^2}{4k_2} (1-p) \right] \quad (6.2)$$

$$p = \frac{1}{1+2k_2\beta^2} \quad (6.3)$$

Da expressão 6.2 e 6.3, $\hat{s} = \mu$ é a mediana para cada critério e $\beta = \ln(\sigma)$ é o desvio padrão para cada critério que foram determinados recorrendo a estimadores que fizeram uma aproximação lognormal justificada ao pequeno número de pontos obtidos pela análise.

A expressão utilizada por Vamvatsikos (Vamvatsikos, 2013) para a função de perigosidade é:

$$H(x) = k_0 e^{-k_2 \ln^2(x) - k_1 \ln(x)} \quad (6.4)$$

Os dados de perigosidade (H) adotados para o presente trabalho foram os utilizados para Lisboa por Romão (Romão, 2012) que estavam apresentados sob a forma da equação 6.5, sendo adaptados para serem apresentados na forma da expressão 6.4. A tabela 6.1 e 6.2 apresentam os parâmetros a, b e c da equação 6.5 para um período de referência de 1 ano e 50 anos.

$$H(x) = e^{a \cdot \log^2(x) + b \cdot \log(x) + c} \quad (6.5)$$

Tabela 6.1 – Dados para perigosidade com período de referência de 1 ano.

Coeficientes para 1 ano	
a=	-0,162818
b=	-2,028416
c=	-6,145092

Tabela 6.2 - Dados para perigosidade com período de referência de 50 anos.

Coeficientes para 50 anos	
a=	-0,302210
b=	-1,802677
c=	-2,274744

A correlação entre as duas expressões (6.2 e 6.3) é definida através de:

$$\begin{aligned}
 H(x) &= k_0 e^{-k_2 \ln^2(x) - k_1 \ln(x)} \\
 &= e^{\ln(k_0)} * e^{-k_2 \ln^2(x) - k_1 \ln(x)} \\
 &= e^{\ln(k_0) - k_2 \ln^2(x) - k_1 \ln(x)}
 \end{aligned} \quad (6.4)$$

obtendo-se então, $k_0 = \exp(c)$, $k_1 = -b$ e $k_2 = -a$.

6.1.2. CUSTOS DE REPARAÇÃO E PERDAS ESPERADAS

A metodologia apresentada até este capítulo, em termos de resultados finais, representava apenas quantidades probabilísticas (risco e fragilidade). No entanto, estas quantidades não fornecem a visão global em termos de perdas que representam para a estrutura, nomeadamente, em termos de custos de reparação. A determinação das perdas esperadas (*Expected Loss*) adota uma abordagem baseada nos diferentes tipos de pisos, sendo estes distinguidos entre primeiro piso, piso tipo e piso de topo (Ramirez e Miranda, 2009). Esta abordagem estabeleceu curvas de perdas que representam os danos dos elementos de um edifício como função de um parâmetro de resposta. As funções de custos de reparação da estrutura utilizadas neste trabalho foram então as definidas pelas tabelas de Ramirez e

Miranda (2009), que fornecem os custos de reparação consoante a diferenciação entre danos estruturais que são sensíveis a *drift*, danos não estruturais sensíveis a *drift* e danos não estruturais sensíveis a acelerações para um edifício de baixa a média altura (1 a 5 pisos) com características dúcteis. As curvas de custos de reparação utilizadas encontram-se abaixo representadas na figura 6.1.

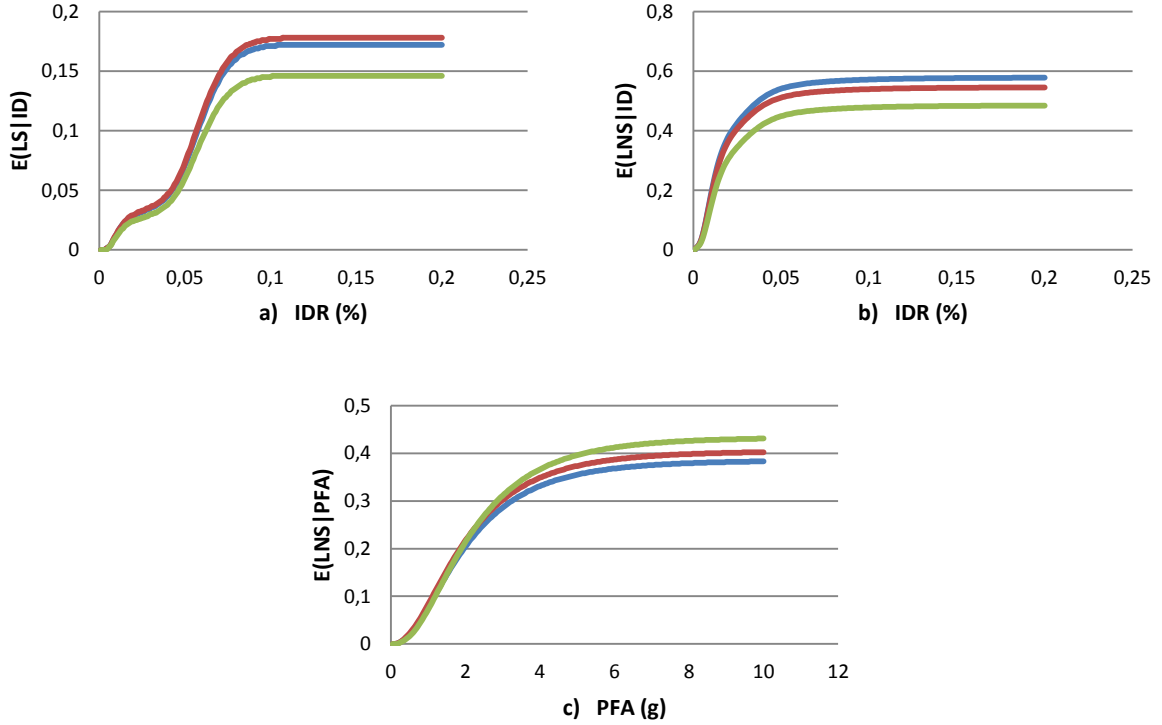


Figura 6.1 – Curvas de custos de reparação adotadas para danos estruturais em função do *drift* (a), danos não estruturais em função do *drift* (b) e danos não estruturais em função da aceleração (c) para primeiro piso (azul), piso tipo (vermelho) e piso de topo (verde).

Para cada curva determinaram-se os seus pontos de inflexão e ajustaram-se polinómios de grau 7 apresentando um coeficiente de determinação (R^2) muito próximo da unidade.

Para se quantificar as perdas esperadas para um piso de um edifício devido à ocorrência de um estado limite, a curva de perdas tem de ser combinada com a probabilidade de excedência de um parâmetro de resposta selecionado. A caracterização probabilística do parâmetro de resposta pode ser definida pela determinação de diferentes valores do parâmetro de resposta para cada intensidade. A função de distribuição cumulativa desses valores representa a curva de fragilidade do piso para o respetivo parâmetro associado à ocorrência de um estado limite a analisar.

As perdas esperadas para um determinado piso de um edifício ($L_{SC,i}$) são determinadas segundo a equação 6.5 de onde $\ln \eta_{EDP_{C,i}}$ é a média, $\beta_{EDP_{C,i}}$ é o desvio padrão e Φ é a função normal reduzida ($\mu=0$ e $\sigma=1$) de distribuição cumulativa do parâmetro $EDP_{C,i}$ que representa o parâmetro de resposta selecionado.

$$L_{SC,i} = \int_0^\infty E(L_{SC,i}|EDP_{C,i}) \cdot dP(EDP_{C,i} > edp_{i}) = \int_0^\infty L_{SC|EDP_{C,i}}(x) \cdot \left| \frac{d}{dx} \Phi \left(\frac{\ln x - \ln \eta_{EDP_{C,i}}}{\beta_{EDP_{C,i}}} \right) \right| dx \quad (6.5)$$

A função de normal reduzida ajustada aos pontos de parâmetro da resposta é dada pela parte do integral que representa $\Phi\left(\frac{\ln x - \ln \eta_{EDP_{C,i}}}{\beta_{EDP_{C,i}}}\right)$ e $L_{SC|EDP_{C,i}}(x)$ são as funções de custos.

A representação gráfica dos resultados em termos de custos pode ser efetuada em termos do rácio de custo de reparação e custo total do edifício (em %) ou em termos de custos absolutos (em euros). Assim, para se obter os custos em valor absoluto recorreu-se à Portaria n.º 358/2012 (Diário da República, 2012) que define o preço da habitação por metro quadrado para as diferentes zonas do país, sendo que para Lisboa equivale a 793,21 €/m². O edifício em planta tem uma área aproximadamente de 380 m², tendo-se considerado então um custo por piso de 301 419,8 €.

6.1.3. LIMITES ADMISSÍVEIS

A implementação de uma análise sísmica do género da exposta na presente monografia tem duas visões globais: uma relativa à segurança e outra relativa às perdas admissíveis. A relativa à segurança é de aplicação mais simples pois depende essencialmente das características resistentes das estruturas. Por outro lado, a relativa às perdas admissíveis não só depende do desempenho estrutural dos edifícios como também está sujeita à dificuldade em se estabelecer as perdas admissíveis para as estruturas pela ambiguidade que apresenta. A definição das perdas admissíveis necessita então do estabelecimento de um risco admissível e de um rácio de valor de reparação face ao valor de construir novo, para um mesmo número de estados limite considerados. Foi consultada diversa bibliografia no sentido de encontrar valores limite já propostos por diferentes autores (Sykora e Holický, 2012; Diamantidis et al., 2012; Diamantidis e Bazzurro, 2007; ISO 2394, 1998; ISO 13822, 2010; Steenbergen e Vrouwenvelder, 2010; Ellingwood, 2001; Diamantidis, 2001; Dhakal e Mander, 2006) e constatou-se que para limites de risco existe informação significativa sobre o tema. No entanto, relativamente ao rácio de danos admissível a informação é bastante escassa. A tabela 6.3 representa um quadro resumo da bibliografia consultada dos limites de risco associados a consequências de rotura moderadas. Os limites são definidos pelo índice de segurança (β) definido pela equação 6.6, em que Φ é a função de distribuição cumulativa normal e p_f é a probabilidade de rotura correspondente a um determinado período de referência, que no caso se considera igual a um ano.

O limite relativo a β_1 corresponde a um custo relativo da medida de segurança elevado, β_2 corresponde a um custo relativo da medida de segurança normal e β_3 a um custo relativo da medida de segurança baixo.

Tabela 6.3 – Limites de reparação em termos de risco associados a consequências de rotura moderadas na bibliografia consultada.

Ref.	Limites			Ref.	Limites		
	β_1	β_2	β_3		β_1	β_2	β_3
Sykora e Holický, 2012	3,1	3,7	4,1	ISO 13822, 2010	3,1	3,8	4,3
Diamantidis et al., 2012	3,3	4,2	4,4	Steenbergen e Vrouwenvelder, 2010*	1,8	2,3	3,3
Diamantidis e Bazzurro, 2007	3,3	4,2	4,4	Ellingwood, 2001	3,3	3,7	4,3
ISO 2394, 1998	2,3	3,1	3,8	Diamantidis, 2001	3,3	4,2	4,4

*Aplicado ao vento

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (6.6)$$

É importante referir que, quanto maior for β , menor é a probabilidade de rotura. Estes limites são definidos para estruturas novas e existentes, onde nestas últimas, normalmente o risco se refere para um período de vida menor. No entanto, essa prática não fornece argumentos necessários para uma redução de β . Por outro lado, se se aumentarem os níveis de segurança, tal implica mais custos para as estruturas existentes do que para estruturas que ainda estão em fase de dimensionamento. Assim, de um ponto de vista económico, o nível de segurança de uma estrutura existente pode ser admitido como sendo inferior ao de uma estrutura nova.

Os limites utilizados no caso de estudo apresentado foram os referentes a Sykora e Holický (2012), representados na tabela 6.4, por terem sido aplicados a um caso de estudo recente que tinha apresentado resultados aceitáveis.

Tabela 6.4 – Limites admissíveis de risco considerados.

Sykora e Holický, 2012	1	2	3
β	3,1	3,7	4,1
Risco	$9,68 \times 10^{-4}$	$1,08 \times 10^{-4}$	$2,07 \times 10^{-5}$

No que diz respeito ao rácio de danos a considerar, os limites utilizados foram propostos segundo Dhakal e Mander (2006) e são os apresentados na tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Rácio de valor de reparação face ao valor de construir novo considerados (Dhakal e Mander, 2006).

	N1	N2	N3
Considerado	1	0,3	0,1

O limite relativo ao rácio de danos de N1, N2 e N3 correspondem respetivamente aos limites de dano extenso, moderado e leve, os quais são então associados aos estados limite de NC, SD e DL, respetivamente.

6.2. RESULTADOS OBTIDOS

6.2.1. RISCO

6.2.1.1. Risco obtido com os sismos artificiais

Nos gráficos das figuras 6.2 e 6.3 apresenta-se o risco associado aos diferentes critérios considerados para um período de referência de 1 ano e 50 anos. Observa-se que o risco associado ao critério de *drift* é extremamente elevado relativamente aos restantes critérios, o que reforça o facto de este critério ser o que comanda a resposta estrutural. O critério com risco mais semelhante ao *drift* é o do esforço transversal nos pilares, contudo como este é um critério de rotura apenas tem comparação em estado limite NC. Os restantes critérios apresentam risco muito baixo e bastante similar, observando-se que não existe risco para o estado limite SD e NC na formação das condições do critério de rotação da

corda, nem risco para desenvolvimento de mecanismos globais. O risco para um período de referência de 50 anos equivale a cerca de 50 vezes o risco anual.

Analisando os valores obtidos de acordo com os limites adotados para o risco, verifica-se que, para sismos artificiais, o estado limite DL cumpre os limites anteriormente referidos pois apresenta uma probabilidade de excedência de 5×10^{-4} ($< 9,68 \times 10^{-4}$), enquanto que os restantes já não cumprem, apresentando uma probabilidade de $1,4 \times 10^{-4}$ no estado limite SD ($> 1,08 \times 10^{-4}$) e, $2,5 \times 10^{-5}$ para o estado limite NC ($> 2,07 \times 10^{-5}$).

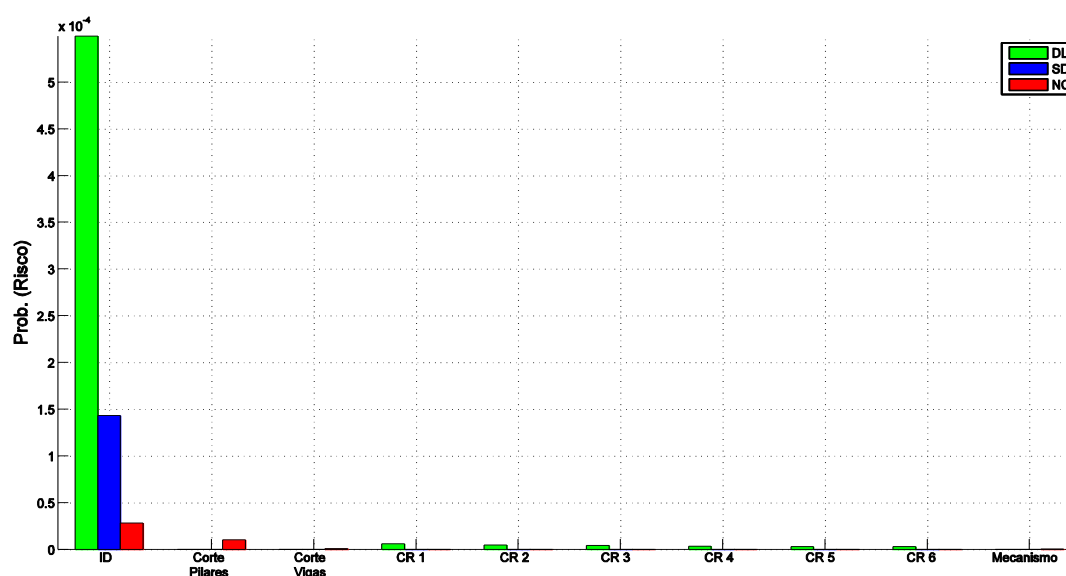


Figura 6.2 – Risco para um período de referência de 1 ano obtido com os sismos artificiais.

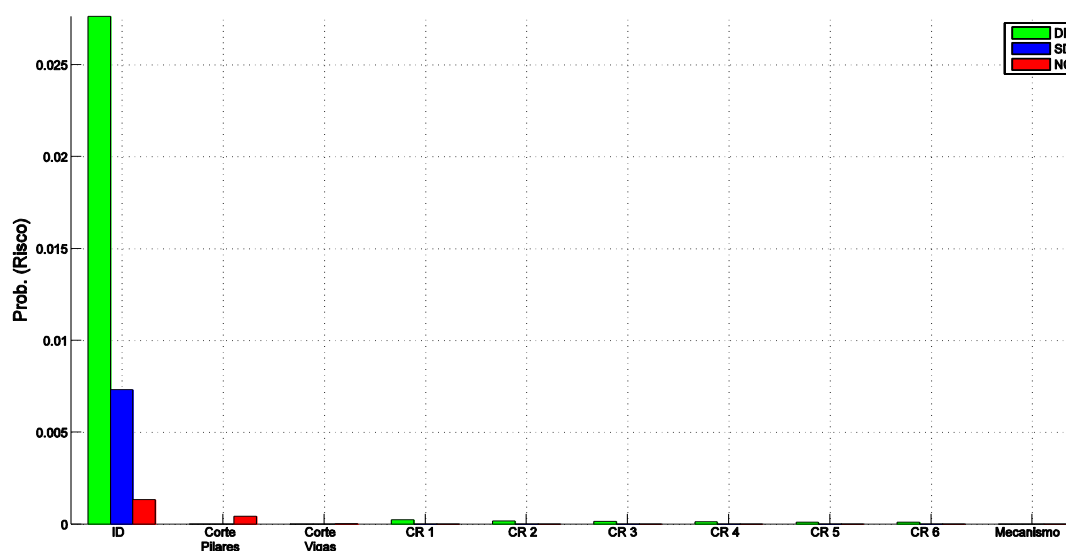


Figura 6.3 - Risco para um período de referência de 50 anos obtido com os sismos artificiais.

6.2.1.2. Risco obtido com os sismos reais

Na figura 6.4 e 6.5 encontram-se apresentados os riscos para período de referência de 1 ano e 50 anos obtidos com os sismos reais. Dos gráficos o que se realça é o facto de o *drift* ser o critério com maior probabilidade de ocorrência, o que já era espectável após análise do sucedido para os sismos artificiais. O risco obtido com os sismos reais é significativamente mais elevado do que o risco obtido com os sismos artificiais. Realça-se ainda o facto de o risco no estado limite NC para o critério de corte nos pilares ser muito próximo do risco para esse estado limite para o critério de *drift*. Verifica-se ainda que para o critério CR2, CR3, CR4, CR5 e CR6 não existe qualquer risco no que diz respeito aos estados limite SD e NC. Com os sismos reais, o risco apresenta valores mais elevados. No entanto, esse motivo não é suficiente para que os estados limite de SD e NC do critério de rotação da corda e do mecanismo global se faça sentir. Avaliando os valores obtidos de acordo com os restantes estados limite adotados para o risco, verifica-se que o estado limite DL cumpre os limites apresentando uma probabilidade de excedência de $7,5 \times 10^{-4}$ ($< 9,68 \times 10^{-4}$), enquanto que os restantes limites já não cumprem apresentando probabilidades de excedência de $2,2 \times 10^{-4}$ para o estado limite SD ($> 1,08 \times 10^{-4}$) e 6×10^{-5} para o estado limite NC ($> 2,07 \times 10^{-5}$).

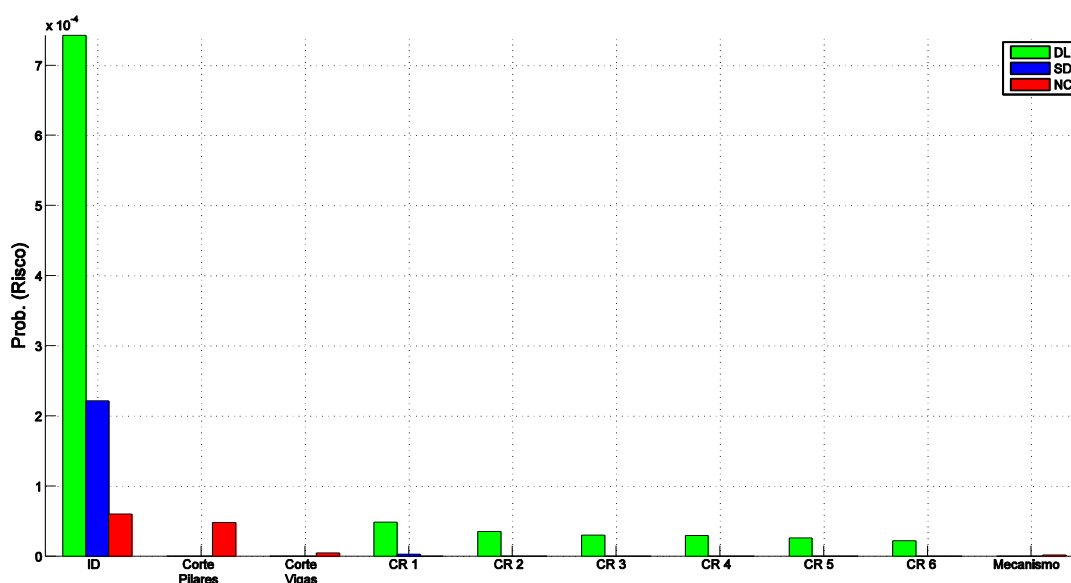


Figura 6.4 - Risco para um período de referência de 1 ano obtido com os sismos reais.

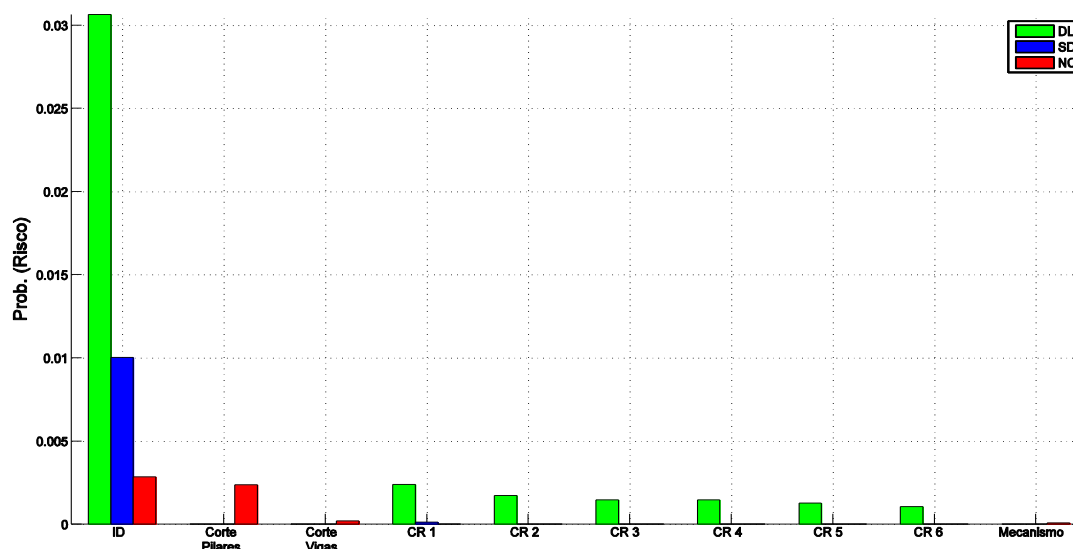


Figura 6.5 - Risco para um período de referência de 50 anos obtido com os sismos reais.

6.2.2. CUSTOS DE REPARAÇÃO E PERDAS ESPERADAS

6.2.2.1. Valor de custos de reparação e perdas esperadas obtidas com os sismos artificiais

Para se obter a percentagem de reparação da estrutura relativamente ao custo do edifício têm de se determinar todas as percentagens de custo de reparação associadas ao tipo de dano e ao tipo de piso que, na bibliografia consultada (Ramirez e Miranda, 2009), se distribuem em primeiro piso (piso 1), piso tipo (piso 2) e piso de topo (piso 3). Obtidos os resultados em função dos danos e dos pisos, os custos associados a todos os danos são obtidos pelo somatório das percentagens obtidas por piso. De seguida, para se determinar a percentagem de custos associada a todo o edifício para todos os danos, efetuou-se a média entre os pisos. A figura 6.6 apresenta a relação entre o custo de reparação e o custo de substituição para o edifício. Apesar dos valores correspondentes ao estado limite NC se encontrarem representados, em termos práticos, estes já não são relevantes pois não se considera economicamente viável a sua reparação para este estado limite. Na verdade, o que se pode visualizar é que a hipotética reparação para este estado limite apresenta um custo, na maior parte dos critérios, acima dos 50% com exceção do critério do corte de pilares, podendo mesmo chegar aos 80%. O custo de reparação dos critérios da rotação da corda, nas seis condições consideradas, apresentam praticamente o mesmo peso no custo de recuperação. Este facto é curioso pois esperava-se que o custo de reparação da ocorrência do estado limite numa rótula e seis rótulas apresentasse maior variação e, no entanto, varia em aproximadamente apenas 6%. Avaliando em termos de *drift*, os limites adotados do ASCE levam a um custo de reparação de 26% no estado limite de menor danos (DL) e 41% para o estado limite de dano significativo (SD). A consideração da adequabilidade da percentagem de reparação depende da pretensão do dono de obra e do meio económico-social em que o próprio edifício se insere. No entanto, a sensação que fica é que mesmo para o critério global *drift*, que se apresenta como o critério mais penalizador para a estrutura, a percentagem de reparação parece um pouco elevada. Aplicando o mesmo raciocínio ao critério local da rotação da corda, a visão representada no gráfico da figura 6.6 parece apresentar-se descontextualizada pois todos os critérios para o estado limite DL apresentam um peso acima dos 40%.

O gráfico da figura 6.7 representa os custos de reparação associados a todos os critérios e todos os danos estruturais para o edifício. A única diferença entre a metodologia de determinação deste gráfico e o da figura 6.6 é que este apresenta-se em termos de valor económico de reparação e por conseguinte não se fez a média entre os custos de reparação de todos os danos para cada piso, mas sim o seu somatório. O custo de reparação do edifício para o critério de *drift* no estado limite de menor dano (ID=1%) equivale, para o caso de estudo, a aproximadamente 240 mil euros e 380 mil euros para o estado limite SD, sendo que o valor total do edifício é de 905 mil euros.

Visualizando em termos de critérios locais adotados pela mesma norma (EC8-3) e considerando um cenário hipotético em que seria possível a reabilitação em estado limite NC, comparando o custo de reparação do critério de corte nos pilares e a ocorrência da rotação última apenas numa rótula plástica, observa-se que esta equivale a 710 mil euros para a última, enquanto o primeiro equivale a 320 mil euros, o que corresponde a uma diferença de 390 mil euros (43% do valor do edifício). Assim, verifica-se que o critério de rotação da corda é um critério muito mais penalizador para a estrutura (independentemente do local onde ocorre a rótula) do que um critério de rotura por corte de pilar.

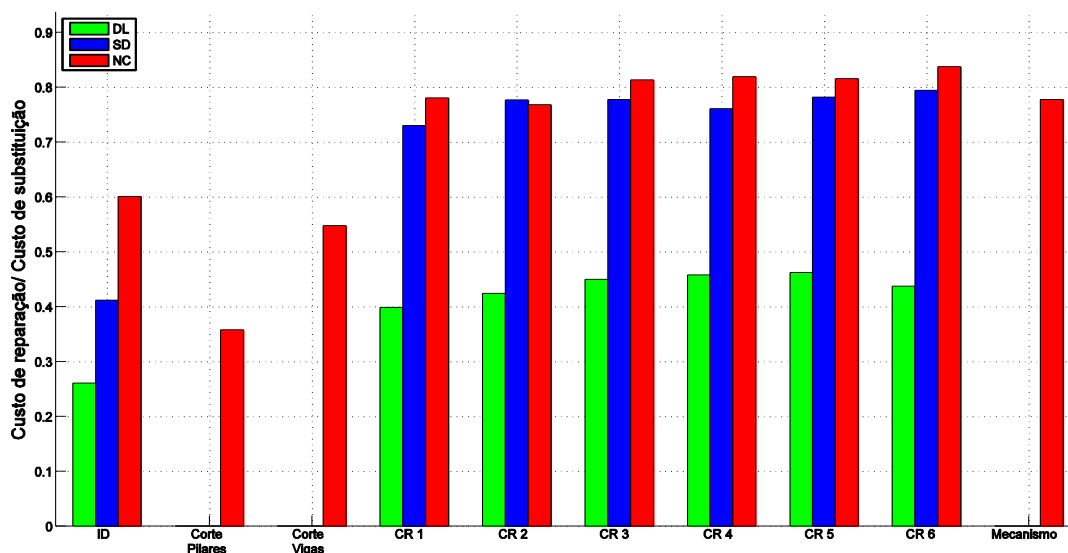


Figura 6.6 - Percentagem de custo de reparação para todos os critérios e todos os danos estruturais para o edifício (sismos artificiais).

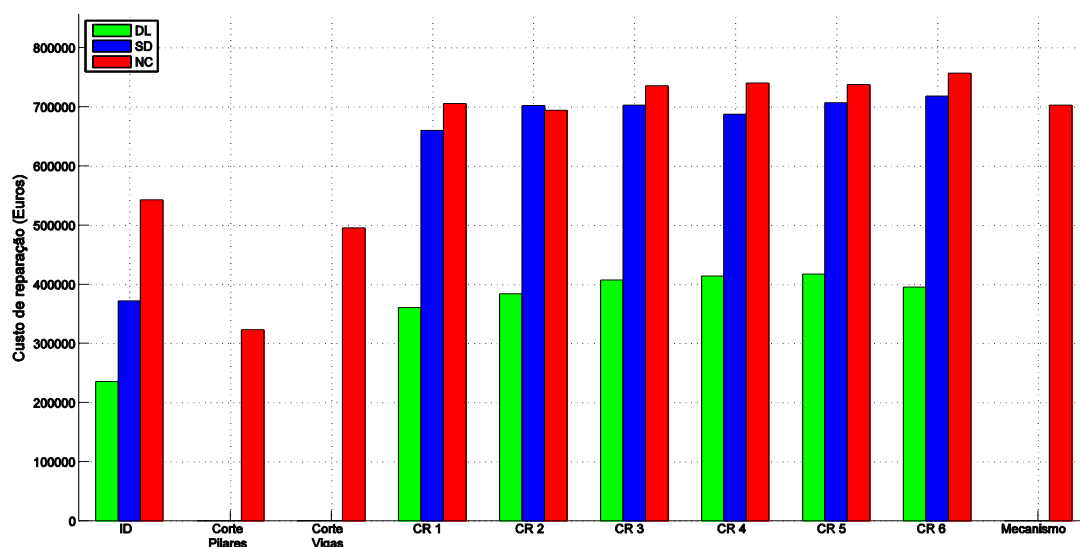


Figura 6.7 - Custo de reparação para todos os critérios e todos os danos estruturais para o edifício (sismos artificiais).

Chegado a este ponto, estão reunidos os dados para aplicação da metodologia das perdas esperadas que foi apresentada no Capítulo 6.1.2. As perdas esperadas anuais são obtidas pela multiplicação dos danos pelo risco anual. Assim, pode-se obter as perdas esperadas anuais para cada estado limite e cada critério em função do tipo de danos e por piso. De seguida, somando os resultados obtidos podem-se apresentar os resultados das perdas esperadas anuais para a globalidade de danos por piso. Adicionando-se as perdas esperadas por piso, obtêm-se as perdas anuais para todo o edifício que se encontram representadas na figura 6.8. Na figura verifica-se que os limites admissíveis de *Expected Loss* considerados são ultrapassados no caso do critério de *drift* e de corte nos pilares. No caso do *drift*, esses limites são ultrapassados em larga escala. Nos restantes critérios (corte de viga, rotação da corda e mecanismo global) as perdas esperadas apresentam quantidades bastante abaixo dos limites admissíveis considerados.

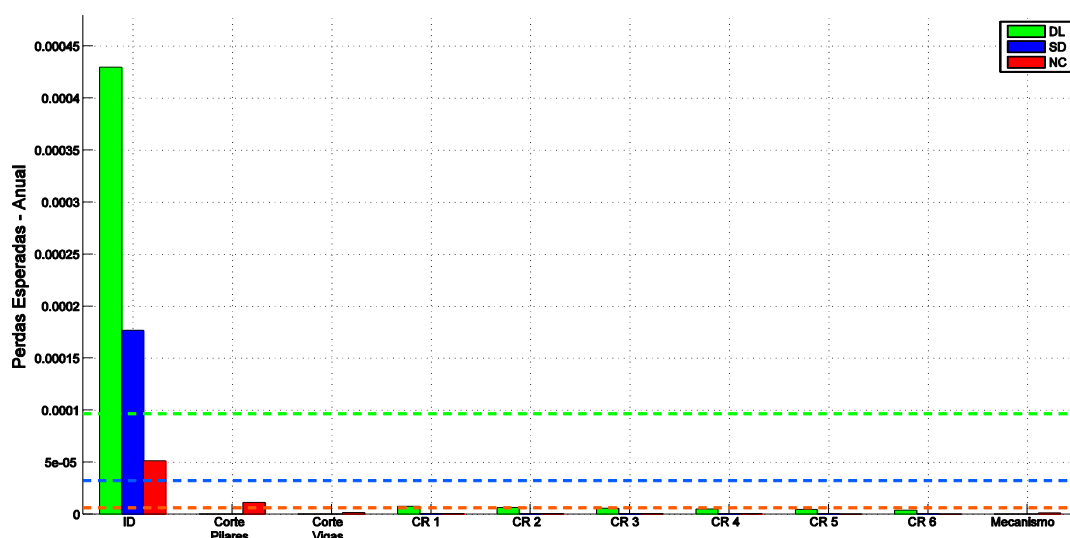


Figura 6.8 – Perdas esperadas anuais de todos os danos para o edifício em função de cada critério (sismos artificiais).

No comportamento real da estrutura, quando é forçado o seu movimento, os fenómenos que ocorrem não são exclusivos a um critério, ou seja, a estrutura responde consoante uma combinação de critérios e, como é fácil compreender, a importância e probabilidade de cada critério se manifestar não é a mesma. Nesse sentido, para esse fenómeno ser contabilizado teria de se conhecer a importância relativa associada a cada critério que ocorre podendo então ser contabilizado o efeito conjunto dos critérios que podem ocorrer. Sobre este assunto não se conhecem metodologias que se possam aplicar e como tal, para se tentar visualizar o efeito global na estrutura, somaram-se as perdas de todos os critérios. Na figura 6.9, estão representadas as perdas esperadas pela globalidade dos critérios para os três pisos para os diferentes estados limite. O que se observa é que os resultados obtidos para o piso 1 são mais gravosos do que para os restantes pisos. No caso do piso 2, verifica-se que os limites não ficaram muito longe dos valores obtidos de perdas, pois o piso 2 é o que apresenta menores perdas esperadas. Outro aspeto que pode ser observado é a diferença de um dado estado limite relativamente aos diferentes pisos. Comparando de um piso para outro, a diferença entre as perdas obtidas para o estado limite NC é menor do que a diferença entre o estado limite SD, que por sua vez é menor do que a diferença entre o estado limite DL. Assim, o que se confirma é que as diferenças entre pisos são mais acentuadas para o estado limite de menor dano. O que esta inferência pode significar é que, apesar de este ser considerado o estado limite que provoca menores gastos de reparação, também pode ser o estado limite em que o valor de reparação possa variar de forma mais significativa. Sobre este assunto realça-se que não se possuem resultados em quantidade suficiente e numa variedade de estruturas significativas para que se possa aferir com certeza sobre este assunto, contudo fica o apontamento. O gráfico da figura 6.10 apresenta o somatório de todos os danos para os diferentes estados limite para a estrutura em estudo. O que se verifica da figura, como já seria expectável após a discussão do gráfico da figura 6.9, é que para a totalidade da estrutura o valor das perdas esperadas obtidas para os três estados limite ficam ainda mais distanciadas dos limites admissíveis considerados, não se conseguindo cumprir qualquer um desses limites.

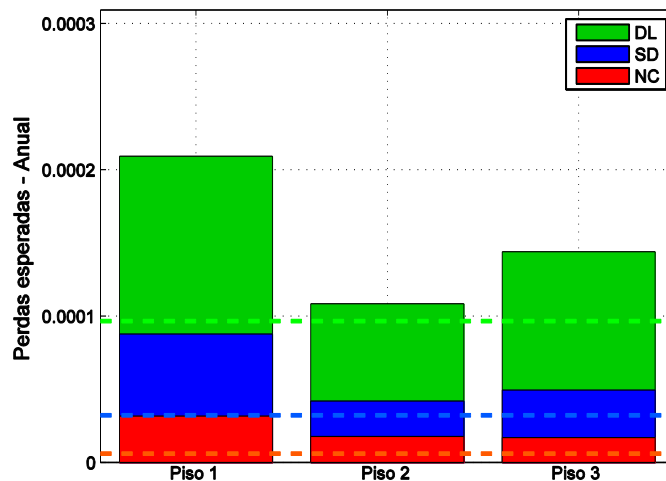


Figura 6.9 – Perdas esperadas para critério de todos os danos em função dos estados limite por piso (sismos artificiais).

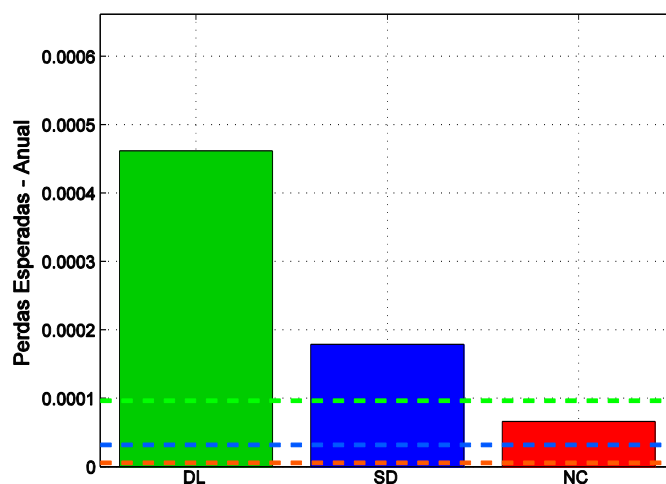


Figura 6.10 - Perdas esperadas para critério de todos os danos em função dos estados limite (sismos artificiais).

6.2.2.2. Valor de custos de reparação e perdas esperadas obtidas com os sismos reais

O que se observa da figura 6.11, de forma similar ao que acontecia para os sismos artificiais, é que o custo associado a uma hipotética reparação em estado limite NC implicaria em todos os casos, excetuando o critério de corte nos pilares, um esforço de 50% relativamente ao custo total do edifício, podendo mesmo ultrapassar os 80%. O custo de reparação associado aos critérios das rótulas, mais uma vez apresentam-se muito similares, situação essa um pouco estranha como já foi discutido no Capítulo 6.2.2.1.

Avaliando em termos de *drift*, os limites adotados pelo ASCE levariam a um custo de reparação de 35% para estado limite DL e 51% para o estado limite SD. Estas percentagens parecem um pouco elevadas quando comparadas com os rácios de danos considerados (10% e 30%). O custo de reparação do edifício para o critério de *drift* no estado limite de menor dano (ID=1%) equivale, para o caso de

estudo, a aproximadamente 310 mil euros e 470 mil euros para estado limite SD, sendo que o valor total do edifício é de 905 mil euros.

Visualizando em termos de critérios locais adotados pela mesma norma (EC8-3) e considerando um cenário hipotético em que seria possível a reabilitação em estado limite NC, comparando o custo de reparação do critério de corte nos pilares e a ocorrência da rotação última apenas numa rótula plástica, observa-se que esta equivale a 680 mil euros enquanto o primeiro equivale a 360 mil euros, o que corresponde a uma diferença de 220 mil euros (35% do valor do edifício). Assim, verifica-se que o critério de rotação da corda é um critério muito mais penalizador para a estrutura (independentemente do local onde ocorre a rótula) do que um critério de rotura por corte de pilar.

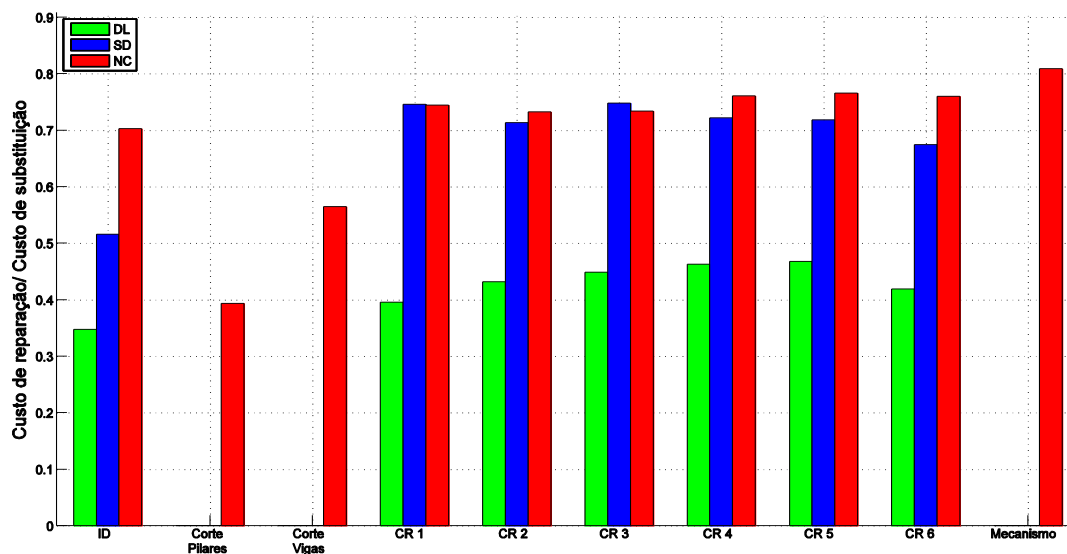


Figura 6.11 – Percentagem do custo de reparação para todos os critérios e todos os danos estruturais para o edifício (sismos reais).

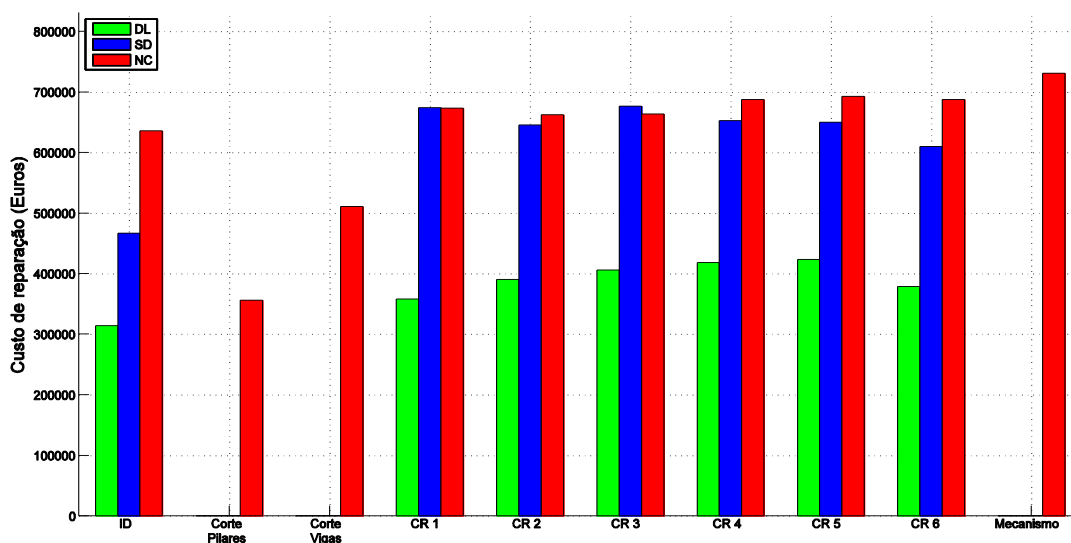


Figura 6.12 – Custo de reparação para todos os critérios e todos os danos estruturais para o edifício (sismos reais).

Chegado a este ponto, estão reunidos os dados para aplicação da metodologia das perdas esperadas que foi apresentada no Capítulo 6.1.2. As perdas esperadas anuais são obtidas pela multiplicação dos danos pelo risco anual. Assim, pode-se obter as perdas esperadas anuais para cada estado limite e cada critério em função do tipo de danos e por piso. De seguida, somando os resultados obtidos pode-se apresentar os resultados das perdas esperadas anuais para a globalidade de danos por piso. Adicionando-se as perdas esperadas por piso, obtêm-se as perdas anuais para todo o edifício que se encontra representado na figura 6.13. Na figura verifica-se que os limites admissíveis de *Expected Loss* considerados são ultrapassados no caso do critério de *drift* e do corte de pilares, como já acontecia para o caso dos sismos artificiais. No caso de *drift*, esses limites são ultrapassados de forma significativa. Nos restantes critérios (corte de viga, rotação da corda e formação de mecanismo global) as perdas esperadas apresentam quantidades bastante abaixo dos limites admissíveis considerados.

Como foi explorado no Capítulo 6.2.2.1, para se tentar visualizar o efeito global na estrutura somaram-se todas as perdas de todos os critérios, podendo assim representar-se as perdas pela globalidade dos critérios para os três pisos para os diferentes estados limite (figura 6.14). Da figura observa-se que as perdas admissíveis consideradas encontram-se agora ainda mais distanciadas dos resultados obtidos com os sismos artificiais, pois nos reais as perdas esperadas são mais elevadas para todos os pisos. A aparente maior severidade resulta da maior variabilidade da resposta obtida com os sismos reais que faz com que haja mais valores de perigosidade a contribuir para o risco refletindo-se também nos custos. Da figura constata-se mais uma vez que o piso 1 é o que possui maiores perdas expectáveis e de seguida surge o piso 2. Se se pensar no que acontecia em termos de danos, o que se verificava era que os danos apresentados no piso 1 eram praticamente a envolvente de danos máximos.

O gráfico da figura 6.15 apresenta o somatório de todos os danos para os diferentes estados limite para a estrutura em estudo. O que se verifica da figura, como já seria expectável após a discussão do gráfico da figura 6.14, é que para a totalidade da estrutura o valor das perdas esperadas obtidas para os três estados limite ficam ainda mais distanciadas dos limites admissíveis considerados, não se conseguindo cumprir qualquer um desses limites. No gráfico da figura 6.15, observa-se, tal como acontecia com os resultados obtidos com os sismos artificiais, que as diferenças entre as perdas obtidas para cada piso são mais acentuadas para o estado limite de menor dano.

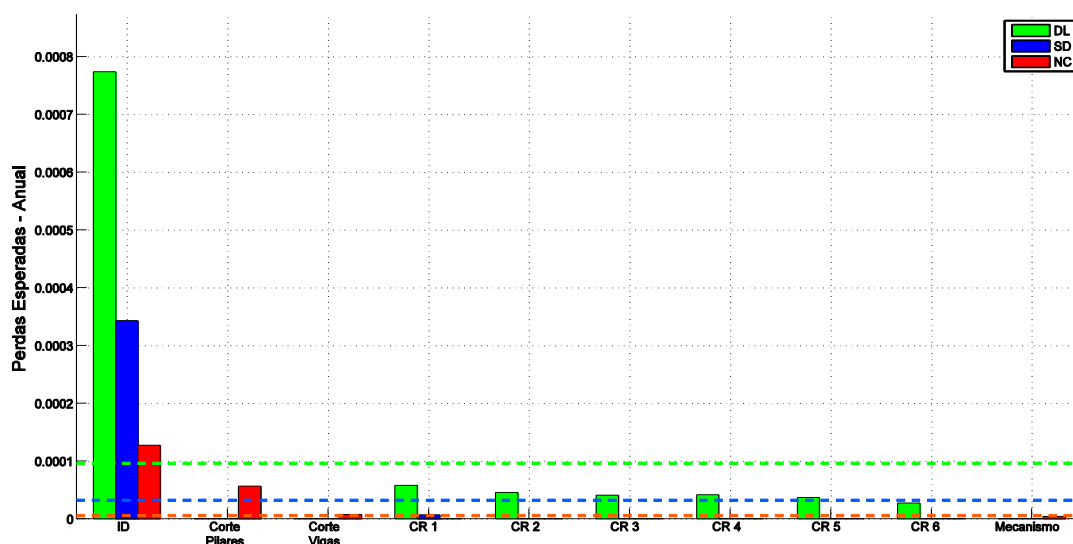


Figura 6.13 – Perdas esperadas anuais de todos os danos para o edifício em função de cada critério (sismos reais).

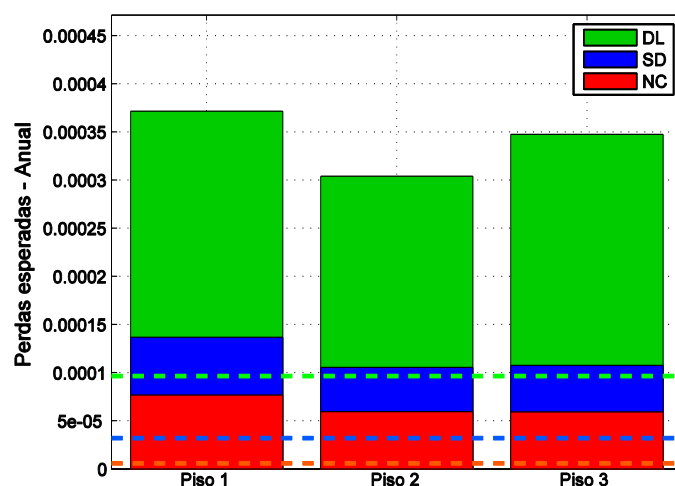


Figura 6.14 – Perdas esperadas para todos os danos em função dos estados limite por piso (sismos reais).

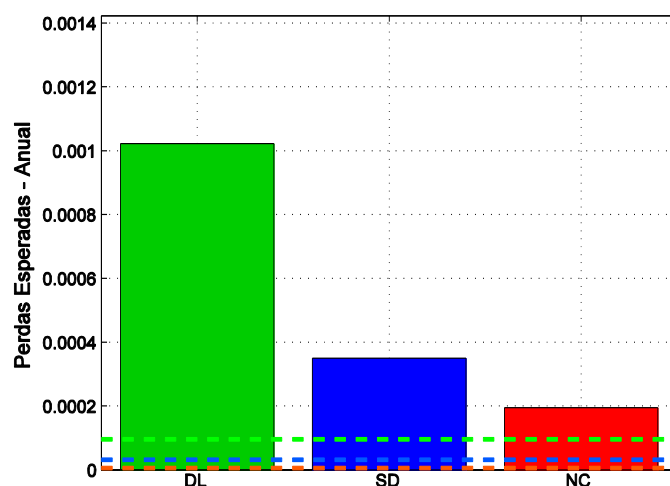


Figura 6.15 – Perdas esperadas para todos os danos em função dos estados limite (sismos reais).

6.3. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS COM OS SISMOS ARTIFICIAIS E SISMOS REAIS

Uma vez expostos os resultados para as análises efetuadas com sismos artificiais e reais, apresenta-se um conjunto de tópicos de discussão segundo as temáticas abordadas para comparação mais direta entre os resultados obtidos com os sismos artificiais e reais.

Risco

- (i) O critério que apresenta maior risco para as análises efetuadas com sismos artificiais, quer para as análises efetuadas com sismos reais, é o critério ID (*drift*) com uma diferença significativa relativamente aos outros critérios. Contudo, em termos de estado limite NC, o critério do corte nos pilares não fica muito longe do critério ID.
- (ii) De seguida, os critérios que apresentam algum risco são os critérios associados à rotação da corda, mas com um risco muito menor e apenas para o estado limite de menor dano, apresentando uma contribuição desprezável para os restantes estados limite.

- (iii) O corte das vigas e formação de mecanismos globais apresentam nos dois casos valores de risco muito baixos.
- (iv) Comparando os valores de risco obtidos com os limites admissíveis considerados (tabela 6.4), observa-se que apenas o risco do estado limite DL se encontra abaixo do limite admissível.

Custos de Reparação

- (i) Considerando o somatório dos diferentes tipos de dano, observa-se que o critério ID não é o critério que provoca maior percentagem de esforço económico de reparação. No entanto, este critério atinge percentagens significativas. A tabela 6.6 compara a percentagem de reparação relativamente ao custo do edifício para o critério ID e para um intervalo de mínimo e máximo dos restantes critérios. Na tabela verifica-se que o critério ID possui muitas vezes valor abaixo do intervalo apresentado pelos outros critérios. O critério que define o mínimo para o estado limite NC é o critério de corte de pilar (36%) e para estado limite DL é novamente o critério de corte de pilar que estabelece o mínimo (39%).

Tabela 6.6 – Comparação da percentagem de reparação entre o critério ID e o intervalo verificado para os restantes critérios.

Sismos	Estado Limite	ID (% reparação)	Balizamento dos restantes critérios (% reparação)
Artificiais	NC	60	36 - 84
	SD	41	73 – 79
	DL	26	40 – 46
Reais	NC	70	39 – 81
	SD	52	67 – 74
	DL	34	39 - 47

Perdas esperadas

- (i) As perdas obtidas com os sismos reais são mais elevadas do que as obtidas com os sismos artificiais. A aparente maior severidade resulta da maior variabilidade da resposta obtida com os sismos reais que faz com que haja mais valores de perigosidade a contribuir para o risco refletindo-se também nos custos.
- (ii) Os limites admissíveis considerados para as perdas não são cumpridos nos resultados obtidos, ficando bastante distanciados. O critério ID apresenta valores de perdas esperadas muito elevados. À partida espera-se que o critério global apresente maiores perdas pelo facto de ser um critério global (tem de ter em conta danos globais) e por já se ter notado que o critério ID apresenta grande risco para a estrutura. No entanto, devido à grande diferença verificada entre os critérios locais do EC8-3, que são definidos segundo uma definição global, parece existir um grande desajuste entre as duas metodologias, podendo ser o critério global do ASCE demasiado conservador e os critérios do EC8-3 demasiado permissivos.
- (iii) Pela avaliação das perdas esperadas por piso, verifica-se que estas são mais acentuadas no piso 1 e menos acentuadas no piso 2.

- (iv) Como seria de esperar, o estado limite que apresenta maior quantidade de perdas esperadas é o estado limite de menor dano, pois possui maior probabilidade de ocorrência, seguindo-se o estado limite SD e por último o estado limite NC.
- (v) Constata-se que os resultados do estado limite intermédio (SD) aproximam-se mais dos resultados do estado limite NC do que dos resultados do estado limite DL.

7

CONCLUSÕES

7.1. CONCLUSÕES DOS RESULTADOS OBTIDOS

Perante a exposição efetuada dos resultados obtidos e discutidos nos Capítulos 5 e 6 chega-se ao ponto de se constituírem as conclusões sobre o trabalho realizado. É importante salientar que estas conclusões devem ser restringidas ao caso de estudo analisado, ficando assim estas sujeitas ao número de análises que foi possível desempenhar no tempo definido para o desenvolvimento da presente monografia.

As curvas de capacidade apresentadas mostram que os sismos artificiais conduzem a uma resposta estrutural com menor variabilidade do que os sismos reais. O fenómeno de ressuscitamento da estrutura verificou-se nos dois casos e a única situação que parece contornar este efeito é a melhoria dos algoritmos de convergência de resultados utilizados no programa de cálculo automático. Os sismos reais, mesmo encontrando-se escalados para a mesma aceleração de pico dos sismos artificiais, possuem características que os tornam mais severos para a estrutura. Esta situação verifica-se pelo facto de que para o mesmo deslocamento, os sismos reais possuem valores de corte basal superiores, em praticamente toda a gama de deslocamentos, relativamente aos valores de corte dos sismos artificiais.

A verificação das curvas de fragilidade mostraram que os sismos reais são mais severos dos que os sismos artificiais pois verificou-se que os critérios eram atingidos para intensidades bastante inferiores às verificadas nos sismos artificiais.

Em termos de *drift* máximo atingido pela estrutura, conclui-se que o critério mais penalizador para a estrutura em termos de estado limite de quase colapso (NC) é o critério do corte de pilar do EC8-3, mas para os restantes estados limite, o critério de *drift* (ID) considerado pelo ASCE é o mais penalizador. Comparando um critério global com um critério local, verifica-se que o critério global (ID) é mais exigente do que o critério de rotação da corda. Comparando critérios globais, conclui-se que o critério ID é mais exigente para a estrutura do que o critério de formação de mecanismo global.

Os mecanismos globais que se observam são bastante similares entre si. Nos sismos artificiais a formação de mecanismos globais surgem para intensidades inferiores às do critério de se atingir a primeira rotação última definida pelo EC8-3. Nos sismos reais, esta inferência também se verifica, contudo só a partir de uma probabilidade de excedência de 24% e uma aceleração espectral de aproximadamente 20 m/s^2 é que passa a surgir com maior probabilidade de excedência e para intensidades mais baixas do que o critério de se atingir a primeira rotação última. Nos sismos reais, realça-se ainda para o facto de a partir de uma aceleração espectral de aproximadamente 30 m/s^2 e uma probabilidade de excedência de 78% a formação de mecanismos globais apresenta maior

probabilidade de excedência para menores intensidades. Estes factos demonstram que, a consideração do critério de formação de mecanismos globais, pode manifestar significativa importância como critério a considerar para a análise da resposta estrutural.

Através da análise de risco sísmico, conclui-se que o critério de *drift* (ID) é sem dúvida o critério que tem maior probabilidade de excedência em todos os estados limite. Os critérios que apresentam menor risco são os critérios de rotação da corda e na formação de mecanismos globais. Apesar de o critério ID ser o critério que tem maior risco, este não é o que provoca maior custo de reparação, mas é o que provoca maior probabilidade de perdas anuais. As perdas associadas aos sismos reais são mais elevadas do que as perdas que se verificam para os sismos artificiais, o que vai ao encontro de estes serem mais severos para a estrutura. Por outro lado observa-se que, as perdas associadas ao piso 1 são as mais elevadas. Sobre a relação entre os estados limite, conclui-se que o estado limite de dano significativo (SD) tem maior proximidade com o estado limite de quase colapso (NC) do que com o estado limite de limitação de danos (DL).

A comparação entre sismos artificiais e reais demonstrou que a consideração de sismos artificiais não assegura que se está a avaliar a estrutura pelo lado da segurança, pois levam a uma resposta estrutural com baixa variabilidade, o que pode não ser realista.

7.2. APLICAÇÃO DA ANÁLISE AO CASO DE ESTUDO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No trabalho desempenhado no presente estudo verificaram-se alguns entraves na utilização do programa de cálculo SeismoStruct (SeismoSoft, 2012). O programa permite a utilização da análise dinâmica incremental, mas se se pretender aumentar o *output* de resultados, por exemplo, incluindo também as extensões do aço nas secções, o utilizador vê negada a utilização da análise dinâmica incremental de forma automática mesmo sendo permitido incluir mais resultados no *output* da análise. Esta situação foi contornada tendo sido efetuadas análises dinâmicas individuais (aproximadamente duas mil análises dinâmicas) o que fez aumentar o tempo de análise pois obrigava à constante ordem do utilizador para nova análise dinâmica. O programa de cálculo automático possui uma *interface* muito bem conseguida, sendo a sua utilização muito intuitiva e tendo por base um bom manual de ajuda. No entanto, a obtenção e tratamento de resultados é demasiado dificultada e obriga a grande disponibilidade de tempo. Uma possível alternativa de programa de cálculo automático a utilizar poderia ser o OpenSees criado pela *National Science Foundation* com o apoio da *Pacific Earthquake Engineering Research* (PEER). O desenvolvimento de ferramentas automáticas para tratamento de dados e resultados seria uma mais-valia podendo-se alargar o tempo para explorar uma maior quantidade de informação acerca do comportamento sísmico de estruturas.

Na análise da estrutura do caso de estudo não se tiveram em conta cenários de interação solo-estrutura pois estas são análises demoradas e que iriam introduzir mais uma variável específica ao volume de resultados. A aplicação de cenários de interação solo-estrutura não tem uma metodologia de aplicação fácil e rápida, e seria interessante no futuro esta consideração ser tida em conta para análises deste tipo. No presente trabalho a determinação das perdas esperadas para a estrutura foram obtidas pelo somatório das perdas encontradas para todos os critérios. No entanto, como foi discutido no Capítulo 6.2.2.1, o somatório de perdas de todos os critérios não é muito exato uma vez que a probabilidade conjunta desses não está a ser considerada, ou seja, a estrutura responde consoante uma combinação de critérios que não possuem a mesma importância e deveriam por isso ser combinados. Um estudo futuro sobre este assunto seria extremamente interessante e de grande aplicabilidade, uma vez que não existe qualquer metodologia para a sua utilização.

A adoção de maior quantidade de acelerogramas para a estrutura em estudo e efetuando da mesma forma todas as análises em estruturas que representassem um conjunto de estruturas com características semelhantes à da estrutura do caso de estudo, permitiria obter um conjunto de resultados com maior fiabilidade. Assim, com as conclusões retiradas sobre a análise de várias estruturas similares, poderiam ser retiradas ilações representativas da tipologia estrutural analisada. Efetuando este procedimento para diferentes conjuntos de estruturas poderia ser então constituída uma base de dados representativa de diferentes tipologias estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alemdar, B., White, D. (2005). *Displacement flexibility, and mixed beam-column finite element formulations for distributed plastic analysis*. Journal of Structural Engineering 131, 1811.
- ASCE (2007). *Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06)*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- ASCE (2007). *Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06)*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- Baker, J. (2013). *Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis*. Earthquake Spectra, (in review).
- Beyer, K., Bommer, J. (2007). *Selection and scaling of real accelerograms for bi-directional loading: a review of current practice and code provisions*. Journal of Earthquake Engineering, Vol.11 n.º S1, pp. 13-45.
- Borges, J., Fitas, A., Bezzeghoud, M., Teves-Costa, P. (2001). *Seismotectonics of Portugal and its adjacent Atlantic area*. Tectonophysics, 331(4), pp.373-387.
- BSSC (2003). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. Report FEMA-450 (Provisions). Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington.
- Chen, W-F. (2003). *Earthquake engineering handbook*. CRC Press, Boca Raton, Florida, USA.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering*. Prentice-Hall International, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- Consenza, E. (2000). *Il comportamento sismico di edifici in ca progettati per carichi verticali*. CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, Italia.
- Dhakal, R., Mander, J. (2006). *Financial risk assessment methodology for natural hazards*. Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering, 39(2), pp. 91-105.
- Diamantidis, D., Bazzurro, P. (2007). *Safety acceptance criteria for existing structures*. Special Workshop on Risk Acceptance and Risk Communication, Australia.
- Diamantidis, D. (2001), *Report 32: Probabilistic Assessment of Existing Structures – A publication for the Joint Committee on Structural Safety (JCSS)*. Rilem Publications, Cachan, France.
- Diamantidis, D., Holický, M., et al. (2012). *Innovative methods for the assessment of existing structures*. Czech Technical University in Prague, Klokner Institute, Prague, Czech Republic.
- EC8-1 (2010) NP ENV 1998-1. Anexo Nacional Português do Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- EC8-3 (2005) ENV 1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Ellingwood, B. (2001). *Acceptable risk bases for design of structures*. Progress in Structural Engineering and Materials, Vol.3, no.2, pp.170-179.
- Elnashai, A., Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. Wiley, Chichester, England, UK.

- HAZUS – MH MR5 (2001). *Technical and User's Manual*. Federal Emergency Management Agency.
- Hellesland, J., Scordelis, A. (1981) *Analysis of RC bridge columns under imposed deformations*. IABSE colloquium.
- ISO 13822 (2010). Bases for design of structures - Assessment of existing structures. International Organization for Standardization. Geneva, Switzerland.
- ISO 2394 (1998). General principles on reliability for structures. International Organization for Standardization. Geneva, Switzerland.
- Mander, J.B., Priestley, M.J. Nigel, Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of structural engineering. Vol.114(8), 1804-1826.
- Mari, A., Scordelis, A. (1984). *Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of three dimensional reinforced and prestressed concrete frames*. SESM Report 82-12.
- Marques, M. (2011). *Avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Martínez-Rueda, J., Elnashai, A. (1997). *Confined concrete model under cyclic load*. Materials and Structures. Vol.30(3), 139-147.
- Menegotto, M., Pinto P. (1973). *Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending*. Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich. Switzerland. 15-22.
- PEER, *PEER Strong Motion Database*, <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>, Junho 2013.
- Portaria n.º 358/2012, Diário da República n.º 211, Série I de 2012-10-31.
- Priestley, M., Calvi, G., Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia, Italy.
- Priestley, M., Grant, D. (2005). *Viscous damping in seismic design and analysis*. Journal of Earthquake Engineering, Vol.9, Special Issue 1, pp.229-255.
- Ramirez, C., Miranda, E. (2009). *Building-specific loss estimation methods & tools for simplified performance-based earthquake engineering*. Dissertação de Doutoramento, Stanford University, Califórnia, EUA.
- Rocha, P. (2011). *Reforço e reparação de pilares de edifícios de betão armado em zonas sísmicas*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.
- Romão, X. (2012). *Deterministic and probabilistic methods for structural seismic safety assessment*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Romão, X., Delgado, R., Costa, A. (2010). *Practical aspects of demand and capacity evaluation of RC members in the context of EC8-3*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.39 n.º5, pp.473-499.
- Seisomsoft (2012). *Seismostruct: User Manual (V.6)*. Italy.
- Song L., Izzuddin B., Elnashai A., and Dowling P.J. (2000). *An Integrated Adaptive Environment for Fire and Explosion Analysis of Steel Frames – Part 1*. Journal of Constructional Steel Research 53, no 1. 63-85.

- Standards New Zealand. (2004). NZS 1170.5:2004. Structural Design Actions – Part 5: Earthquake actions – New Zealand, Wellington, New Zealand.
- Steenbergen, R., Vrouwenvelder, A. (2010). Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges. *Heron*, Vol.55, no.2, pp.123-139.
- Sykora, M., Holický, M. (2012). *Target reliability levels for the assessment of existing structures – case study*. Ialcce 2012: Proceedings of the Third International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering. Vienna, Austria.
- Vamvatsikos, D. (2002). *Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis*. Dissertação de Doutoramento, Stanford University.
- Vamvatsikos, D. (2013). *Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.42 n.º8, pp.1171-1188.
- Vilanova, S., Fonseca, J. (2007). *Probabilistic seismic-hazard assessment for Portugal*. *Bulletin of Seismological Society of America*, 97(5), pp.1702.
- Wilson, E. (2001). *Static and Dynamic Analysis of Structures*. Computers and Structures Inc, Berkeley, California. (www.csiberkeley.com/support_technical_papers.html).